

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU
 DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
 DIREKTOR: PROF. DR.-ING. K. KORDINA

Der Bundesminister für Verkehr
StB 9/3 - Ie - 9127 T 69

BIBLIOTHEK
 Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
 der Technischen Universität Braunschweig
 Beethovenstraße 52
 D-3300 Braunschweig

Betr.: F.A. 11.403

"Durchführung von Großversuchen zur Ermittlung von Materialkennwerten beim Abbruch einer Spannbetonbrücke (BAB bei Wenden) "

Kurzfassung der Untersuchungsergebnisse

1. Vorgang

In den Jahren 1950/51 wurde die Autobahnbrücke über den Mittellandkanal bei Wenden in der Nähe von Braunschweig als eine der ersten weitgespannten Spannbetonbrücken (Stützweite ca. 52,5 m) in Niedersachsen nach dem Spannverfahren DYWIDAG errichtet. Die beiden Richtungsfahrbahnen haben getrennte Tragwerke :

2 vorgespannte Längsträger mit ca. 90 cm Breite und ca. 180 cm Höhe sowie eine quervorgespannte Fahrbahnplatte von ca 30 cm Dicke (die oberen 3 cm dienen als Verschleißschicht, keine besondere Abdichtung) .

Zur Verringerung der Feldmomente sind hinter den Auflagern auskragende " Gegengewichte " angeordnet.

Die Berechnung der Überbaukonstruktion erfolgte nach der "Richtlinie für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonbauteile (7. Entwurf vom Januar 1950 zu DIN 4227).

Als diese Brücke nach ca. 21-jähriger Nutzung im Zuge der Verbreiterung des Mittellandkanals abgebrochen werden mußte (Richtungsfahrbahn Hannover-Berlin im Frühjahr 1972, Gegenfahrbahn ein Jahr später), nahm dies das Niedersächsische Landesverwaltungsamt - Straßenbau - zum Anlaß, den derzeitigen Zustand der Spannbetonkonstruktion untersuchen zu lassen. Die Untersuchungen wurden im Auftrag des Bundesmini-

sters für Verkehr durchgeführt.

2. Zweck der Untersuchungen

Neben der Bestimmung der Bauwerks-Betondruckfestigkeit (Soll B 450) sowie des Druckelastizitätsmoduls des Betons und der Güteeigenschaften der verwendeten Spannstähle (ϕ 26 mm, St 60/90) galten die Untersuchungen hauptsächlich der Beantwortung der folgenden Fragen :

1. Stimmen die vorausberechneten Spannkraftverluste infolge Schwinden und Kriechen mit dem tatsächlich aufgetretenen Abfall der Spannkraft überein ?
2. Sind die Spannglieder auch nach langer Nutzungsdauer gegen Korrosion geschützt ?

3. Untersuchungsergebnisse

3.1 Beton

Die an Bohrkernen ermittelte Betondruckfestigkeit stimmte - unter Berücksichtigung der Nacherhärtung - mit den Ergebnissen der Güteprüfungen während der Bauzeit gut überein; allerdings war die Streuung der Einzelergebnisse bei der nachträglichen Prüfung erheblich größer.

In der statischen Berechnung wurde entsprechend der Richtlinie für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonbauteile als Elastizitätsmodul $E = 400\,000 \text{ kp/cm}^2$ in Ansatz gebracht (DIN 4227, Ausgabe Oktober 53 schreibt für B 450 dagegen $E = 350\,000 \text{ kp/cm}^2$ vor). Die Prüfung an Bohrkernproben ergab für den ca. 22 Jahre alten Beton folgende Ergebnisse (verlangt war ein B 450) :

Proben aus Überbau für	mittlere Betondruck- festigkeit	Druck-Elastizi- tätsmodul
nördliche Fahrbahn	ca. 890 kp/cm^2	ca. 420.000 kp/cm^2
südliche Fahrbahn	ca. 610 kp/cm^2	ca. 270.000 kp/cm^2

3.2 Verfüllung der Spannglieder mit Einpreßmörtel, Korrosion

Der Spannstahl mit 26 mm ϕ lag in glatten Hüllrohren mit ca. 32 mm ϕ

und ca. 0,5 mm Wanddicke (heute gewellte Hüllrohre). Die Hüllrohre waren teilweise eingedrückt. Die Spannstähle waren sehr häufig nicht mit Einpreßmörtel umhüllt. Aufgrund des "Schlupfes" beim Durchtrennen einzelner Spannglieder, an denen Rückdehnungsmessungen vorgenommen wurden, kann man schließen, daß in Einzelfällen Hüllrohre auf 20 m Länge und mehr nicht mit Einpreßmörtel verfüllt waren. - Die Dyckerhoff und Widmann-AG führt dies auf die seinerzeit noch nicht voll entwickelte Einpreßtechnik zurück.

Korrosion war an den Längsspanngliedern nur dort aufgetreten, wo der Stahl unverpreßt im Hüllrohr lag. Anders verhielt es sich bei den Querspanngliedern der Fahrbahnplatte. Dort konnte man selbst bei einwandfreier Verpressung in Einzelfällen Korrosion beobachten. Bei den unverpreßten Spanngliedern wies der Stahl vereinzelt starke Lochfraßnarben auf. Diese Schädigungen sind eindeutig auf die Anreicherung der oberen Betonschichten (bis zu einer Tiefe von ca. 8 cm) mit Chlorid infolge der Tausalzstreuung zurückzuführen.

3.3 Spannstahl

Pro Längsträger waren in Feldmitte 88 Spannglieder (ϕ 26 mm, St 60/90) angeordnet. Die einzelnen Spannstähle waren am Brückende verankert, über das Auflager geführt und etwa im entgegengesetzten Viertelpunkt in der Fahrbahnplatte verankert. Jedes Spannglied bestand aus 2 ca. 20 m langen Stählen und einem Reststück von 5 m bis 10 m Länge, die mittels des Muffenstoßes zusammengekoppelt waren. Ausgebaute Proben zeigten keinen Abfall der Festigkeitseigenschaften infolge statischer Beanspruchung gegenüber den Ergebnissen der Abnahmeprüfung vor Baubeginn. Bei dynamischer Beanspruchung ergab sich jedoch in Abhängigkeit von dem Grad der Korrosion eine Beeinträchtigung. Bei der Schwellbelastung zwischen 27 kp/mm^2 und 53 kp/mm^2 , die planmäßig mindestens 2,1 Millionen Male ertragen werden mußte, versagten Proben mit starker Korrosion (Lochfraß) schon nach ca. 350.000 Lastwechseln. Proben mit höchstens leichter Korrosion hielten bei dieser Schwellbeanspruchung mindestens 2,1 Millionen Lastwechsel ohne Bruch aus.

3.4 Verbliebene Vorspannkraft

Die Rückdehnungsmessungen sollten Aufschluß über die Größe der noch verbliebenen Vorspannkraft im mittleren Bereich der Brückenspannweite unter Eigengewicht geben. Zu diesem Zweck wurden einzelne Längsspannglieder beim Überbau für die südliche Richtungsfahrbahn in einer Entfernung von ca. 10 m beidseits der Brückenmitte bereichsweise freigelegt und auf der Stahloberfläche Dehnungsmeßstreifen aufgeklebt, so daß man nach dem Durchtrennen des Stahles aus der gemessenen Verkürzung auf die vorhandene Spannkraft schließen konnte. Außerdem wurden Rückdehnungsmessungen an einzelnen Querspanngliedern durchgeführt.

Bei den Längsträgern ergab sich im Mittel noch eine Restvorspannung von ca. 2300 kp/cm^2 . Im Mittelquerschnitt der Fahrbahnplatte hatten die Querspannglieder noch eine Restvorspannung von ca. 3700 kp/cm^2 (in beiden Fällen St 60/90).

Da die statische Berechnung aus dem Jahre 1950 keine genauen Angaben über die rechnerischen Spannkraftverluste infolge Schwinden und Kriechen enthielt, führte die Dyckerhoff u. Widmann-AG auf unseren Wunsch unter Zugrundelegung des ermittelten Beton-Elastizitätsmoduls und der heutigen Kriech- und Schwindwerte eine Nachrechnung durch. Eine Übereinstimmung mit der versuchsmäßig bestimmten Restvorspannkraft konnte man nur dadurch erzielen, daß ungünstige Annahmen über die Größe des Schlupfes, des ungewollten Umlenk winkels und des Reibungsbeiwertes sowie über die Genauigkeit der Spannkrafteinleitung getroffen wurden.

Braunschweig, den 19. Dezember 1974

(o.Prof. Dr.-Ing. Kordina)

Untersuchungsbericht

- Teilbericht -

Nr. 72/11 266 - BÖ/Ss -

12. Ausfertigung

Antragsteller: Der Bundesminister für Verkehr
StB 9/3 - Ie - 9127 T 69

53 Bonn 1

Antrag vom: 26.8.69 Zeichen: F.A.11.403 Eingang: 2.9.69

Inhalt des Antrages: Durchführung von Untersuchungen beim Abbruch der Spannbetonbrücke über den Mittellandkanal bei Wenden zur Ermittlung von Materialkennwerten (Betondruckfestigkeit, Zustand der Spannglieder, verbliebene Restvorspannung)

Die Untersuchungen wurden vom Niedersächsischen Landesverwaltungsamt - Straßenbau - veranlaßt.
(Schreiben E 5 - 55/94.10/91 v. 8.5.69)

Der Untersuchungsbericht umfaßt 15 Blatt und 45 Anlagen.

Der Untersuchungsbericht, dessen einzelne Blätter und Anlagen mit dem Institutsiegel versehen sind, darf nur ungekürzt veröffentlicht oder vervielfältigt werden; auszugsweise Veröffentlichung bedarf der schriftlichen Genehmigung.

Dieser Bericht enthält nur die Untersuchungsergebnisse, die beim Abbruch des Tragwerkes für die Richtungsfahrbahn Hannover-Berlin (südlicher Überbau) gewonnen wurden.

1. Zweck und Umfang der Untersuchungen

Im Zuge des Ausbaues des Mittellandkanales bei Wenden wurde das im Jahre 1950 hergestellte Brückentragwerk für die Richtungsfahrbahn der Bundesautobahn Hannover-Berlin (km 170,984) in den Monaten März und April 1972 abgebrochen. Bei diesem Bauwerk handelte es sich um eine schiefwinklige Brücke von ca. 52,5 m Stützweite mit zwei längsvorgespannten Hauptträgern (Längsstegen) und einer quervorgespannten Fahrbahnplatte. Die Skizzen auf der Anlage 1 und die Fotografien auf den Anlagen 2 und 3 geben einen Überblick über die Abmessungen und die Konstruktion des Brückentragwerkes.

Die Spannbetonkonstruktion wurde von der Fa. Dyckerhoff und Widmann KG., Niederlassung Hannover, unter Verwendung von Spannstahl mit 26 mm Durchmesser und einer Mindestzugfestigkeit von 90 kp/mm² (St 60/90) in der Betongüte B 450 hergestellt. Der Berechnung lagen die Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonbauteile (Entwurf März 1945 und DIN 4227, 7. Entwurf vom Januar 1950) zugrunde. Ein Zulassungsbescheid für das DYWIDAG-Spannverfahren existierte seinerzeit noch nicht. Die Skizzen auf den Anlagen 4 bis 6 zeigen das Prinzip der Spanngliederführung in den beiden Längsstegen und der Fahrbahnplatte.

Nach Fertigstellung der neuen Brücke für die südliche Richtungsfahrbahn soll das im Jahre 1951 betonierete, gleich ausgebildete Tragwerk der Richtungsfahrbahn Berlin-Hannover abgebrochen werden.

Mit Schreiben vom 16.9.68 teilte das Niedersächsische Landesverwaltungsamt - Straßenbau - dem Institut mit, daß es sich bei dem beschriebenen Bauwerk um eine der ersten weitgespannten Spannbetonbrücken in Niedersachsen handelt, und bat darum, während bzw. vor dem Abbruch Untersuchungen vorzunehmen, die Aufschluß über die erzielten Betoneigenschaften, die Form- und Spannungsänderungen sowie über den Zustand der Spannglieder geben sollten. In ihrem Schreiben vom 8.5.69 präzisierte das Niedersächsische Landesverwaltungsamt den Umfang der durchzuführenden Untersuchungen, die vom Bundesminister für Verkehr als Forschungsauftrag FA 11.403 finanziell gefördert wurden, wie folgend:

1. Entnahme von Bohrkernen und Überprüfung der Druck- und Spaltzugfestigkeit,
2. Überprüfung der verbliebenen Spannkraft bei den Spannstählen,
3. Prüfung von Spannstählen und von schlaffer Bewehrung auf Dauer-schwellfestigkeit,
4. Feststellung des Zustandes der Spannstähle und der schlaffen Bewehrung hinsichtlich der Korrosion,
5. Feststellung des Zustandes des Einpreßmörtels hinsichtlich der Karbonatisierungstiefe und Bildung etwaiger Hohlräume.

Die Untersuchungen am Bauwerk und die Entnahme von Proben, an denen im Institut weitergehende Prüfungen vorgenommen werden sollten, erfolgten während des Abbruches in der Zeit vom 20.3.72 bis 30.3.72. Anfang Mai 72 wurden aus Resten der Hauptträger zusätzliche Bohrkern entnommen.

2. Güteeigenschaften des Betons (Prüfung von Bohrkernen)

2.1 Betongefüge (Kornzusammensetzung, Dichtigkeit)

Aus dem Schriftverkehr [4] und den Prüfungszeugnissen [5] geht hervor, daß der Beton unter Verwendung von Zuschlägen aus nahe der Baustelle gelegenen Kies- und Sandgruben (Harz-Vorland) hergestellt wurde. Der Kornanteil bis 7 mm Siebdurchmesser betrug 50% und mehr der gesamten Zuschlagmenge. Das Größtkorn lag bei den einzelnen Mischungen — vermutlich je nach der Einbringung des Betons in der Fahrbahnplatte oder in den Längsstegen mit der Anhäufung der Spannglieder — bei 15 mm bzw. 25 mm Siebdurchmesser. Der Wasserzementwert betrug 0,47 (siehe Anlage 7). Die Zuschläge bestanden hauptsächlich aus quarzitischem Sandstein und Grauwacke, zum Teil auch aus Quarz- bzw. Feldspatmaterial.

Der Beton der Längsstege und der Fahrbahnplatte war im allgemeinen gut verdichtet, ausgeprägte Lunkerstellen wurden nicht beobachtet. Die Fotografien auf der Anlage 16 zeigen das Betongefüge und die Kornzusammensetzung der Zuschläge an Schnittflächen durch einzelne Bohrkern. Auf dem Bild 34 (siehe Anlage 38) kann man außerdem erkennen, daß die in Feldmitte konzentriert am unteren Rand des Längssteges angeordneten Spannglieder einwandfrei mit Beton umhüllt waren.

Die Dichtigkeit des Betons erwies sich auch bei der Prüfung einzelner Bohrkern, die aus der Fahrbahnplatte entnommen waren, auf Wasserundurchlässigkeit nach DIN 1048, Blatt 1. Nur in einem Fall, wo sich unterhalb eines Bewehrungsstabes, der oben in der Fahrbahnplatte lag, Lunkerstellen gebildet hatten, zeigte sich bei der Versuchsdurchführung frühzeitig ein Tropfenabfall an der Unterseite des 12 cm hohen Probekörpers (siehe hierzu die Zusammenstellung der Untersuchungsergebnisse auf Anlage 13).

Die Karbonatisierungstiefe, die ein Maß für den Korrosionsschutz der Stähle durch den umhüllenden Beton darstellt, wurde nur stichprobenweise ermittelt. Der beim Phenolphthaleintest nicht verfärbte Bereich — d.h. die Karbonatisierungstiefe — erreichte folgende Tiefen:

an den Stegen	höchstens 12 mm,
an der Fahrbahnoberseite (Verschleißschicht)	ca. 3 mm,
an der Unterseite der Kragplatten	ca. 4 mm.

2.2 Betondruckfestigkeit

Aus den Bauakten [4] geht hervor, daß der südliche Überbau — d.h. die beiden Längsstege und die Fahrbahnplatte — in der Zeit vom 14.11. bis 18.11.1950 unter Verwendung von Portlandzement PZ 425 betoniert wurde; die Temperaturen lagen dabei — zumindest zeitweilig — unter 10° C. Die zum Wärmeausgleich angeordneten ca. 80 cm breiten Fugen wurden ca. eine Woche später geschlossen. Nach Anlage 7 ergab die Güteprüfung von insgesamt 15 einzelnen Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge, die

während der Bauausführung hergestellt und im Alter von 28 Tagen geprüft wurden, eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 449 kp/cm²; das entspricht praktisch genau der verlangten Betongüte B 450. Der 5%-Fraktilenwert der Druckfestigkeit ergab sich aufgrund einer statistischen Auswertung zu 346 kp/cm²; die Streuung der Einzelwerte ist also nach heutiger Auffassung relativ groß.

Da bei Verwendung von Portlandzement der Güteklasse P 425 die Endfestigkeit des Betons ungefähr 20% bis 30% über dem 28-Tage-Wert liegt, ergibt sich für den ca. 21,5 Jahre alten Beton eine rechnerische Druckfestigkeit von ungefähr 540 kp/cm² bis 580 kp/cm². Bei Berücksichtigung der niedrigen Temperatur während des Betonierens kann die tatsächliche Druckfestigkeit der entnommenen Bohrkernproben aber auch diese Grenzwerte geringfügig überschreiten.

Die Ergebnisse der Prüfung der Bohrkerne, die in vertikaler Richtung aus der Fahrbahnplatte und in horizontaler Richtung aus den Längsstege entnommen wurden, auf Druckfestigkeit sind im einzelnen auf den Anlagen 8 bis 11 aufgeführt. Diese Anlagen enthalten auch die nötigen Angaben über die Entnahmestellen sowie die Vorbereitung und Durchführung der Prüfungen. In Tabelle 1 sind die Untersuchungsergebnisse zusammenfassend ausgewertet worden.

Tabelle 1 : Betondruckfestigkeit des ca. 21,5 Jahre alten Betons
 (Ergebnisse der Prüfung von Bohrkernproben nach Anlage 9 u.11)

Bauteil	-	Fahrbahnpl.	Längsstege
Entnahmerichtung	-	vertikal	horizontal
Zahl der geprüften Einzelproben	-	23	20
mittlere Rohdichte im lufttrockenen Zustand	kg/m ³	2355	2330
Würfeldruckfestigkeit ⁺⁾ : Mittelwert	kp/cm ²	600	620
Standardabweichg.	kp/cm ²	87	58
5%-Fraktilenwert	kp/cm ²	395	480

⁺⁾ aus der versuchsmäßig bestimmten Zylinderdruckfestigkeit berechnet

Die im Vergleich zum Beton der Längsstege größere Streuung der Einzelwerte beim Fahrbahnbeton hängt u.E. mit der unterschiedlichen Intensität der Verdichtung des Frischbetons zusammen. - Die Übereinstimmung zwischen der aus dem 28-Tage-Wert vorausgerechneten Endfestigkeit und der tatsächlichen Druckfestigkeit des ca. 21,5 Jahre alten Betons der Bohrkerne ist gut.

2.3 Spaltzugfestigkeit des Betons

Die Spaltzugfestigkeit wurde stichprobenweise an Bohrkernresten bestimmt. Nach Anlage 12 ergibt sich bei 14 Einzelprüfungen ein Mittelwert von 34 kp/cm². Dieser Wert ist für die nachgewiesene Betongüte (siehe Tabelle 1) vergleichsweise gering. Für gesondert hergestellte Proben gilt als Schätzwert für die Relation zwischen Würfeldruckfestigkeit β_D und Spaltzugfestigkeit β_{Sp} die Beziehung

$$\beta_{Sp} = 0,5 \dots 0,7 \cdot \beta_D^{2/3}$$

Für $\beta_D = 600 \text{ kp/cm}^2$ ergäbe sich demnach eine Spaltzugfestigkeit zwischen 35 kp/cm² und ca. 50 kp/cm². Die an den Bohrkernen nachgewiesene Spaltzugfestigkeit liegt an der unteren Grenze dieses Streubereiches. U.E. ist dies hauptsächlich auf die gewählte Betonzusammensetzung und nicht so sehr auf das Prüfverfahren (aus dem Bauwerk entnommene Proben!) zurückzuführen.

2.4 Elastizitätsmodul des Betons

Der Elastizitätsmodul wurde an Bohrkernproben, bei denen die Probenhöhe gleich dem zweifachen Wert des Durchmessers von ca. 10 cm entsprach, bestimmt; das Prüf-schema ist auf Anlage 14 angegeben. Nach Anlage 15 ergeben sich folgende Elastizitätsmoduli (Sehnenmoduli) des Bohrkernbetons:

bei erstmaliger Belastung	$E_1 = 251 \text{ 000 kp/cm}^2$,
nach mehrmaliger Vorbelastung bis ca. 1/3 der Prismendruckfestigkeit	$E_{10} = 271 \text{ 000 kp/cm}^2$.

In der statischen Berechnung [1] wurde entsprechend der Richtlinie für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonbauteile [7] für die Betongüte B 450 als Elastizitätsmodul $E_b = 400 \text{ 000 kp/cm}^2$ in Ansatz gebracht. In DIN 4227, Ausgabe Oktober 1953, wurde dieser Rechenwert auf $E_b = 350 \text{ 000 kp/cm}^2$ reduziert. Da nach den in der Fachliteratur mitgeteilten Forschungsergebnissen (siehe z.B. Heft 153 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton) infolge einer Dauerstandsbelastung des Betons keine Verringerung des Elastizitätsmoduls erfolgt, liegen die ermittelten Verformungswerte für einen B 450 zu niedrig. Hinsichtlich der Ursachen für diese Tatsache gilt die Anmerkung unter 2.3.

2.5 Chloridgehalt im Beton der Fahrbahnplatte

Die oberste ca. 3 cm dicke Schicht der Fahrbahnplatte bestand aus einem unter Verwendung von Splitt hergestellten Verschleißbeton, der unmittelbar befahren wurde.

Der Chloridgehalt wurde an mehreren Stellen der Fahrbahnplatte an Betonbrocken, die aus verschiedenen Höhenlagen der vertikal entnommenen Bohrkernstammten, bestimmt. Die Untersuchungsergebnisse sind im einzelnen auf Anlage 29 zusammengestellt. Der Chloridgehalt - es zeigte sich eine eindeutige Abnahme mit der Entfernung von der Fahrbahnoberseite - ist in seiner festgestellten Größenordnung

mit Sicherheit auf Streusalzeinwirkung zurückzuführen. Bezogen auf das Gewicht des bei 105° C getrockneten Betons ergaben sich z.B. folgende Chloridgehalte:

in der 3 cm dicken Verschleißschicht 0,11 Gew.-% bis 0,37 Gew.-%,
in einer Tiefe von ca. 7,5 cm unter
der Fahrbahnoberseite 0,01 Gew.-% bis 0,14 Gew.-%.

3. Güteeigenschaften ausgebauter Spannstahlproben

Die aus den Längsstegen und der Fahrbahnplatte ausgebauten Spannstahlproben wiesen unterschiedlich starke Korrosion auf. Zur Erläuterung der folgenden Ausführungen sind anhand von Fotografien (Übersichtsbild, Vergrößerung der angerosteten Stahloberfläche und Querschnittsrand in Ausschnittsvergrößerung) auf den Anlagen 22 bis 24 die Korrosionsgrade I bis III definiert worden.

3.1 Güteeigenschaften unter statischer Beanspruchung (Zerreiversuch)

Prüfungzeugnisse über die Güteeigenschaften der eingebauten Spannstähle liegen nicht vor. Nach [6] kann man jedoch unterstellen, daß es sich um einen naturharten SIGMA-Stahl St 60/90 der Hüttenwerke Rheinhausen handelt, dessen tatsächliche Zugfestigkeit bei ca. 110 kp/mm² lag (siehe auch Anlage 17).

Zugversuche (Zerreißversuche) an ausgebauten Stahlproben, die höchstens leichten Oberflächenrost aufwiesen (Korrosionsgrad I nach Anlage 22) zeigten keinen Festigkeitsabfall gegenüber dem Ausgangsmaterial; in Tabelle 2 sind die entsprechenden Untersuchungsergebnisse nach Anlage 18 zusammengefaßt.

T a b e l l e 2 : Güteeigenschaften ausgebauter Stahlproben St 60/90 mit 26 mm ϕ und keinem oder leichtem Oberflächenrost (Mittelwerte n. Anlage 18)

Elastizitätsmodul	(3 Proben)	2 108 000 kp/cm ²
0,2%-Dehngrenze	(5 Proben)	6 910 kp/cm ²
Zugfestigkeit	(5 Proben)	11 050 kp/cm ²
Bruchdehnung δ_{10}	(2 Proben)	10,6 %
Brucheinschnürung	(2 Proben)	18,8 %

Bei stärkerer Oberflächenkorrosion (Korrosionsgrad II nach Anlage 23) oder Lochfraß (Korrosionsgrad III nach Anlage 24) ergab sich praktisch kein Abfall in der Größe der Zugfestigkeit. Der Grad der Korrosionsschädigung wirkte sich aber - wie die Zusammenstellung auf Anlage 18 deutlich macht - auf die 0,2%-Dehngrenze und die Verformungswerte wie Gleichmaßdehnung, Bruchdehnung und Brucheinschnürung aus. Das Vorhandensein von Lochfraß beeinflußt insbesondere die Größe der Brucheinschnürung.

Die Fotografien auf Anlage 27 zeigen an zwei typischen Bruchbildern, wie bei Proben mit dem Korrosionsgrad I und II nach vorausgegangener Einschnürung der Bruch in der Querschnittsmitte seinen Ursprung nahm und sich am Rande Scherlippen, die auf makroskopische Verformungen hindeuten, bildeten. Bei Proben mit dem Korrosionsgrad III dagegen beginnt der Bruch ohne das Auftreten einer wesentlichen Einschnürung an einer auf der Stahloberfläche liegenden Lochfraßstelle; d.h. es handelt sich um einen reinen Normalspannungsbruch, wobei der Bruchausgang mit einer Störstelle übereinstimmt.

Die stichprobenweise ermittelten Güteeigenschaften der schlaffen Bewehrung sind zur Orientierung auf Anlage 45 beigelegt.

3.2 Dauerschwellfestigkeit ausgebauter Stahlproben

An einzelnen Spannstahlproben mit unterschiedlicher Korrosionsschädigung wurden Dauerversuche im Zugschwellbereich durchgeführt. Um einen Vergleich mit bereits vorliegenden Untersuchungsergebnissen an Spannstählen aus anderen abgebrochenen Brücken zu ermöglichen, wurden in Anlehnung an den Bericht [6] der Dyckerhoff und Widmann KG. einheitlich bei allen Proben als

$$\text{Oberspannung } \sigma_o = 53 \text{ kp/mm}^2,$$

$$\text{Unterspannung } \sigma_u = 27 \text{ kp/mm}^2$$

$$\text{Mittelspannung } \sigma_m = 40 \text{ kp/mm}^2$$

$$\text{Schwellbreite } 2 \cdot \sigma_a = 26 \text{ kp/mm}^2$$

gewählt; die Prüffrequenz lag bei ca. 450 Lastwechseln pro Minute. Die Versuche sollten Aufschluß bringen, wie sich die beobachteten, auf den Anlagen 22 bis 24 beschriebenen Korrosionsschäden bei dieser Dauerschwellbelastung auf die Größe der ertragenen Lastspielzahl auswirken. Proben mit keiner oder leichter Oberflächenkorrosion hielten erwartungsgemäß mindestens 2 Millionen Lastwechsel aus, ohne daß ein Bruch erfolgte, während Proben mit Lochfraßstellen (Korrosionsgrad III) bereits nach ca. 370 000 Lastwechseln brachen. — Obwohl der Versuchsumfang mit insgesamt 7 Dauerschwellproben vergleichsweise gering war, ergab sich doch die eindeutige Tendenz, daß mit zunehmendem Korrosionsgrad (stärkerer Oberflächenrost → Rostnarben → Lochfraß) die Zahl der bis zum Bruch ertragenen Lastspiele gegenüber dem Grenzwert von 2 Millionen absank. Die Versuchsergebnisse sind im einzelnen auf Anlage 19 zusammengestellt.

Die Fotografien auf Anlage 28 lassen erkennen, wie der Bruch jeweils von einer Fehlstelle infolge Korrosion ausging. Bei mehreren Fehlstellen längs der Prüfkörperlänge korrespondierte der Bruchausgang mit der stärksten Oberflächenschädigung.

4. Bruchkraft der Spannglied-Endverankerung und der Spanngliedkoppelung

Die schematische Darstellung auf Anlage 4 zeigt, daß die Spannglieder in den Längsstegen aus maximal 20 m langen Spannstählen zusammengekoppelt wurden; d.h. in der Regel wies jedes Spannglied 2 Koppelstellen auf. Die Endverankerungen mittels quadratischer Stahlplatten und aufgeschraubter Muttern waren am festen Spanngliedende und an der Spannseite praktisch gleich ausgebildet. Auf den Fotografien der Anlagen 40 bis 43 sind konstruktive Besonderheiten der damaligen Ausführung des DYWIDAG-Spannverfahrens zu erkennen.

Da die Anzahl der beim Abbruch unbeschädigt (d.h. ohne Verbiegungen oder Stemm-spuren) geborgenen Proben beschränkt war, wurden an der Endverankerung und der Spanngliedkoppelung (Muffenstoß) nur jeweils 4 Zugversuche bei statischer Beanspruchung durchgeführt, um die Größe der aufnehmbaren Zugkraft zu bestimmen. Die Proben wiesen keinen oder leichten Oberflächenrost auf.

Nach den auf den Anlagen 42 und 43 mitgeteilten Untersuchungsergebnissen lag die mittlere Zugkraft, die zum Versagen der Endverankerung und des Muffenstoßes führte, gleichermaßen bei ca. 93,5% der mittleren Belastung, unter der die ausgebauten Spannstahlproben brachen. Der Bruch trat dabei mit einer Ausnahme (Herausziehen des Stahles aus der Spannmutter und Kontermutter bei einer Endverankerung) infolge Kerbspannungen am Übergang zur Kontermutter bzw. unmittelbar davor auf. - Die Fotografien auf den Anlagen 41 und 43 zeigen typische Bruchflächen.

5. Beschaffenheit der ausgebauten Spannglieder

5.1 Zustand und Verfüllung der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Auf jeder Stirnfläche der beiden Längsstege wurden 64 Spannglieder vorgespannt. 20 Stück davon führten nur übers Auflager bis ca. zum Achtelpunkt der Stützweite, wo sie im Betoninnern verankert waren. Die übrigen Spannglieder reichten gemäß der Prinzipskizze auf Anlage 4 bis in die gegenüberliegende Brückenhälfte, wo sie an der Fahrbahnoberseite verankert waren. Bedingt durch die symmetrische Spanngliedanordnung überlappten sich in Feldmitte die an der östlichen und westlichen Stirnfläche angespannten Glieder; in Feldmitte befanden sich demnach je Längssteg 88 Spannglieder.

In einem Protokoll über die Verpreßarbeiten vom 7.12.50 (siehe [4]) wurde angegeben, daß

in dem nördlichen Längssteg bei 9 Spanngliedern und
in dem südlichen Längssteg bei 11 Spanngliedern

der Einpreßmörtel nicht durchgelaufen sei; die übrigen Spannglieder seien voll injiziert. - Die nachstehend aufgeführten Untersuchungsergebnisse ergaben, daß die Anzahl der tatsächlich nicht vollständig verfüllten Spannglieder größer war.

Beim südlichen Längssteg waren in einem Querschnitt, der ca. 4,0 m von der Brückenmitte entfernt lag, von den 88 Spanngliedern

39 Hüllrohre (44%) verpreßt und
49 Hüllrohre (56%) nicht verpreßt.

Die Fotografie auf der Anlage 38 zeigt eine Draufsicht auf diese konzentriert am unteren Querschnittsrand angeordneten Spannglieder. Ob die 49 Hüllrohre nur örtlich oder auf einer längeren Strecke nicht mit Einpreßmörtel ausgefüllt waren, wurde wegen des dazu erforderlichen großen Stemmaufwandes nicht überprüft.

Die Rückdehnungsmessungen an jeweils 4 Spannstählen, die an den Innen- bzw. Außenflächen der beiden Längsstege lagen, erlauben jedoch, diese Frage für einzelne Spannglieder zu beantworten. Einzelheiten über die Ergebnisse der Rückdehnungsmessungen enthält der Abschnitt 6 dieses Berichtes. Aus den Untersuchungsergebnissen (Größe des Spannungsabfalles beim 2. Durchtrennen der Stäbe und Größe des Gesamtschlupfes) läßt sich ableiten, daß von den 16 untersuchten Spanngliedern 11 Stück im mittleren Brückenbereich zwischen den Schnittstellen, die 22 m bis 24 m voneinander entfernt waren (siehe Anlage 37), unverpreßt waren. Dies zeigte sich auch daran, daß aus dem Bauwerk entnommene Proben von ca. 1,0 m Länge an der Stahloberfläche und der Innenwandung der Hüllrohre keine Benetzung mit Zementschlämme aufwiesen (siehe z.B. Bild 10 auf Anlage 21).

Die glattwandigen Hüllrohre von ca. 0,5 mm Blechdicke hatten einen Außendurchmesser von 32 mm (Stahldurchmesser 26 mm). An den freigelegten Stellen wurde beobachtet, daß sie vor dem Betonieren zum Teil beträchtlich zusammengedrückt worden waren. Die Spannstähle lagen überwiegend nicht mittig im Hüllrohr, sondern nach Bild 10 (siehe Anlage 21) einseitig an der Wandung an. Entsprechend den Abmessungen von Spannstahl und Hüllrohr schwankte bei den verpreßten Hüllrohren die Überdeckung mit Einpreßmörtel zwischen Null und ca. 3,5 mm.

Bei der stichprobenweisen Freilegung von Querspanngliedern in der Fahrbahnplatte (siehe Anlage 39) wurde festgestellt, daß von 9 Spanngliedern nur eines örtlich nicht verpreßt war. Nach dem Protokoll über die Spannarbeiten (siehe [4]) floß bei 18 der insgesamt 165 Querspannglieder, die in einer Brückenhälfte angeordnet waren, der Einpreßmörtel nicht durch; das entspricht praktisch genau dem beim Abbruch festgestellten Verhältnis zwischen verpreßten und nicht verpreßten Spanngliedern.

5.2 Korrosion der Hüllrohre und Spannstähle

5.2.1 Längsspannglieder

Nach der Bauzeichnung Br. 04050-22Ia sollte die Betondeckung der Spannglieder in den Längsstegen an der Stegaußenseite 6 cm und an der Stegunter- sowie -innenseite 3,5 cm betragen. Im Zusammenhang mit den Rückdehnungsmessungen wurden jeweils 8 Spannglieder der äußeren Lage auf der Stegaußen- und Steginnenseite auf einer Länge von ca. 1,0 m freigelegt. Dabei ergaben sich folgende seitlichen Betondeckungen:

Steginnenseite	: 5,9 cm bis 10,4 cm,
Stegaußenseite	: 6,4 cm bis 10,0 cm.

Die Bilder auf Anlage 20 geben einen Eindruck vom Gefüge des Betons im Bauwerksinnern und an der Wandung der Hüllrohre (Makroporosität)

Sofern die Hüllrohre mit Einpreßmörtel verfüllt waren, wurde an der Stahloberfläche keine Korrosion beobachtet; die Innenseite der Hüllrohre war "blank" (siehe Bild 12 auf Anlage 22). Die Rotfärbung beim Phenolphthaleintest (siehe Bild 11 auf Anlage 21) zeigt an, daß in diesen Fällen ein ausreichender Korrosionsschutz gewährleistet ist.

Korrosionsschäden an den Hüllrohren und der Stahloberfläche wurden nur dann festgestellt, wenn die Hüllrohre nicht verpreßt waren. Es handelte sich dabei höchstens um den Korrosionsgrad II nach Anlage 23,

Da die Betonüberdeckung mindestens in der Größenordnung von 6 cm lag und die Karbonatisierungstiefe höchstens ein Viertel dieses Betrages erreichte, verursachten u.E. die während der Bauausführung im Hüllrohr befindliche Feuchtigkeit und der Luft-sauerstoff die beobachteten Korrosionsschäden. Hierfür spricht auch, daß sich selbst an Stellen mit "blanker" Hüllrohraußenfläche an der Innenwandung Rostprodukte befanden.

5.2.2 Querspannglieder in der Fahrbahnplatte

Die obere Betonüberdeckung schwankte entsprechend der Spanngliedführung im Fahrbahnquerschnitt; planmäßig sollte sie mindestens 2 cm betragen. Bei den im Zusammenhang mit den Rückdehnungsmessungen freigelegten Spanngliedern wurden Werte zwischen 5 cm und 9 cm festgestellt (Karbonatisierungstiefe ca. 3 mm)

Selbst in den Fällen, wo eine einwandfreie Verpressung der Hüllrohre vorlag, waren die Hüllrohre und die Stahloberfläche korrodiert (Korrosionsgrad I und II). Bei dem freigelegten, nicht verpreßten Spannglied - nämlich dem Spannglied PM3 nach Anlage 39 - wies der Stahl Lochfraßschäden auf; das Hüllrohr war örtlich völlig zerfressen. Bild 18 auf Anlage 24 und Bild 22 auf Anlage 25 zeigen diese Schäden von Korrosionsgrad III. Die Fotografien auf Anlage 26 lassen an einem anderen Beispiel erkennen, wie das Hüllrohr eines Spanngliedes linienförmig durchrostet war.

Diese Korrosionserscheinungen an den Querspanngliedern sind die Folge des erheblichen von der Tausalzeinwirkung stammenden Chloridgehaltes (siehe Abschnitt 2.5 des Berichtes) in den oberen Schichten der Fahrbahnplatte. Nach Anlage 29 ergaben sich beim unverpreßten Spannglied PM3 im mittleren Bereich der Fahrbahnplatte bei 5,6 cm Betonüberdeckung über dem Hüllrohr folgende Chloridgehalte:

Beton in der Höhe des Spanngliedes	0,30 Gew.-%,
Rostprodukt auf der Stahloberfläche	0,93 Gew.-%.
(bei anderen Spanngliedern im Einpreßmörtel ca. 0,09 Gew.-%)	

6. Ergebnisse der Rückdehnungsmessungen

6.1 Zweck und Durchführung der Messungen

Die Rückdehnungsmessungen sollten Aufschluß über die Größe der noch verbliebenen Vorspannkraft im mittleren Bereich der Brückenspannweite unter Eigengewicht und über den Verbund zwischen Spannstahl und Einpreßmörtel geben. Zu diesem Zweck wurden einzelne Spannglieder in einer Entfernung von ca. 11 m beidseits der Brückenmitte bereichsweise freigelegt und auf der Stahloberfläche z.B. Dehnmeßstreifen aufgeklebt, so daß man nach Durchtrennen des Stahles aus der gemessenen Verkürzung die vorhandene Vorspannkraft berechnen konnte.

Da nach Anlage 4 die Spannglieder nicht von Auflager zu Auflager durchliefen, sondern jeweils zur Hälfte zwischen dem Viertelpunkt und Achtelpunkt an der Oberseite der Fahrbahnplatte verankert waren, lagen die beidseitig der Brückenmitte angeordneten Meßstellen an den einzelnen Spanngliedern in unterschiedlicher H6he. Die Skizzen und Fotografien auf den Anlagen 31 bis 34 zeigen die Lage der freigelegten Spannstähle in Brückenlängsrichtung. Rückdehnungsmessungen wurden an jeweils 4 übereinanderliegenden Spanngliedern durchgeführt, und zwar bei den Meßstellen:

SA	Außenseite des südlichen Steges,
SI	Innenseite des südlichen Steges,
NI	Innenseite des n6rdlichen Steges,
NA	Außenseite des n6rdlichen Steges.

Nach dem Aufkleben der Dehnmeßstreifen bzw. dem Anbringen der Meßmarken für den Setzdehnungsmesser und dem Ablesen der Nullmessungen wurden die Spannglieder durchtrennt, so daß sich die Sthle entspannen - d.h. verkürzen - konnten. Die Gr6e dieser Verkürzung längs der Meßstrecken (6 mm bei den Dehnmeßstreifen und 100 mm beim Setzdehnungsmesser) wurden gemessen. Auf Anlage 36 ist der Ablauf der Messungen im einzelnen dargestellt. Zwischen dem Durchtrennen der Sthle und der anschließenden Messung lag eine Zeitspanne von mindestens einer halben Stunde, außerdem wurden die Messungen mehrfach wiederholt, so daß die "Rückdehnungen" sicher ermittelt wurden.

6.2 verbliebene Vorspannkraft bei den Spanngliedern der Längsstege

Die aus den Ergebnissen der Rückdehnungsmessungen mit $E = 2.100\,000\text{ kp/cm}^2$ für die einzelnen Spannglieder berechnete Rest-Vorspannkraft ist auf Anlage 36 tabellarisch zusammengestellt. Es ergaben sich Werte zwischen 1500 kp/cm^2 und 2800 kp/cm^2 . Der genaue Spannkraftverlust infolge Schwinden und Kriechen läßt sich aufgrund der Meßergebnisse nur ermitteln, wenn man die unterschiedliche H6henlage in den einzelnen Querschnitten berücksichtigt. Im Rahmen dieses Berichtes erscheint es vertretbar, zur Orientierung über die Gr6e der verbliebenen Vorspannkraft die an den 4 Einzelstäben bestimmten Werte zu einem Mittelwert zusammenzufassen, Tabelle 3 enthält die entsprechenden Werte.

T a b e l l e 3 :

(siehe Blatt 13)

T a b e l l e 3 : Stahldehnung und Vorspannkraft der Längsspannglieder infolge Eigengewicht nach ca. 21-jähriger Nutzung
(Mittelwerte für jeweils 4 Spannglieder nach Anlage 36)

Meßstelle +)	Querschnitt +)	mittlere Ent- fernung v.d. Stegunterkante	Entfernung v. d.Brückenmitte	mittlere verbliebene Dehnung ++)	Vorspann- kraft ++)
-	-	cm	m	°/oo	kp/cm ²
SA	../2	30	ca. 11,15	1,08	2300
SI	../1	32	ca. 9,60	1,26	2650
NA	../1	32	ca. 11,05	1,11	2300
NI	../2	37,5	ca. 12,00	1,08	2300

+) siehe Anlage 31 bis 34

++) siehe Anlage 36

In der statischen Berechnung [1] wurde für den Lastfall
Eigengewicht sowie Schwinden u. Kriechen

für die Feldmitte eine mittlere Spannung von 3400 kp/cm² berechnet (Vorspannung mit 4500 kp/cm²).

Infolge der mangelhaft verpresten Hüllrohre ergaben die Rückdehnungsmessungen nicht die gewünschten Aufschlüsse über die Verbundwirkung zwischen Einpreßmörtel und Spannstahl, siehe hierzu die Auswertung der Meßergebnisse auf Anlage 37. Das Bild Nr. 33 auf Anlage 35 zeigt anschaulich, wie sich nach einseitigem Durchtrennen der Stahl bei den 3 unverpresten Hüllrohren um Werte zwischen 35 mm und 52 mm verkürzte, während bei dem verpresten Spannglied der "Schlupf" ca. 4 mm betrug; der Spannungsabfall beim 2. Durchtrennen des Stahles lag dementsprechend im ersten Fall praktisch bei Null.

6.3 verbliebene Vorspannkraft bei den Querspanngliedern der Fahrbahnplatte

Die Lage der Meßstellen und die Ergebnisse der Rückdehnungsmessungen sind auf Anlage 39 angegeben. Die aus den Meßwerten gemittelten Stahlspannungen sind zur Orientierung in Tabelle 4 zusammengefaßt.

T a b e l l e 4

(siehe Blatt 14)

T a b e l l e 4 : Vorspannkraft der Querspannglieder infolge Eigengewicht nach ca. 21-jähriger Nutzung (Mittelwerte nach Anlage 39 für obenliegende Spannglieder)

Meßstelle	Zahl d. Einzelversuche	verbliebene Vorspannkraft
in Plattenmitte	3	ca. 3700 kp/cm ²
ca. 2,9 m außerhalb der Plattenmitte	4	ca. 2900 kp/cm ²

In der statischen Berechnung wurde für Schwinden und Kriechen pauschal ein Spannungsabfall von 1000 kp/cm² in Ansatz gebracht (Vorspannung mit 4500 kp/cm²).

6.4 Auswertung der Rückdehnungsmessungen

Die mitgeteilten Untersuchungsergebnisse - hauptsächlich für die Längsstege - zeigen, daß die in der statischen Berechnung getroffenen Annahmen über das Verformungsverhalten des Betons zu günstig waren. Eine Neuberechnung des Spannungsabfalles infolge Schwinden und Kriechen unter Berücksichtigung wirklichkeitsgetreuer Annahmen über den Elastizitätsmodul sowie über die Endkriechzahl und das Endschwindmaß kann im Rahmen dieses Berichtes jedoch nicht erfolgen.

7. Zusammenfassung

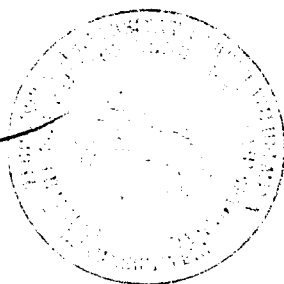
In den Jahren 1950/51 wurde die Autobahnbrücke über den Mittellandkanal bei Wenden als eine der ersten weitgespannten Spannbetonbrücken in Niedersachsen nach dem DYWIDAG-Spannverfahren errichtet. Als diese Brücke (zunächst das Tragwerk für die Richtungsfahrbahn Hannover-Berlin) nach ca. 21-jähriger Nutzung im Zuge der Verbreiterung des Mittellandkanals abgebrochen werden mußte, nahm dies das Niedersächsische Landesverwaltungsamt - Straßenbau - zum Anlaß, den derzeitigen Zustand der Spannbetonkonstruktion untersuchen zu lassen.

Die inzwischen vom Institut durchgeführten Untersuchungen, deren Ergebnisse in diesem Bericht zusammengefaßt sind, brachten Aufschluß über die Betongüte, den Zustand der Spannglieder und die verbliebene Restvorspannung. - Eine abschließende kritische Wertung der Untersuchungsergebnisse soll erfolgen, sobald die Ergebnisse der ergänzenden Untersuchungen an dem Tragwerk für die Richtungsfahrbahn Berlin-Hannover, das im Frühjahr 1973 abgebrochen werden soll, vorliegen.

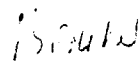
Der Direktor



(o.Prof. Dr.-Ing. Kordina)



Die Sachbearbeiter



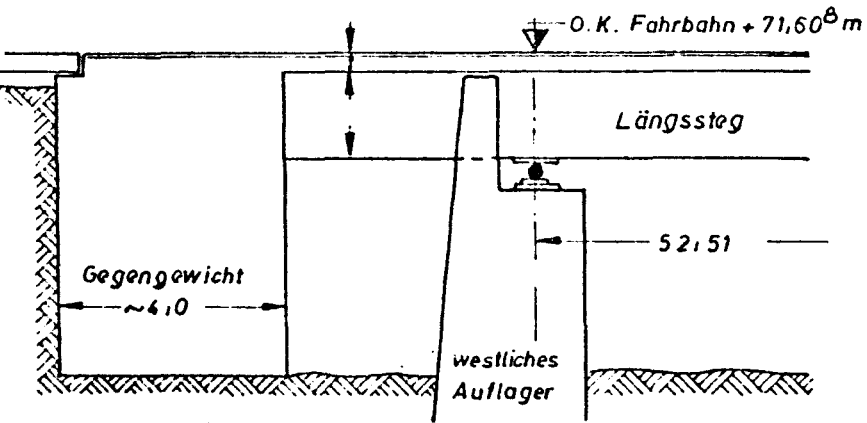
(Dr.-Ing. Bödeker)



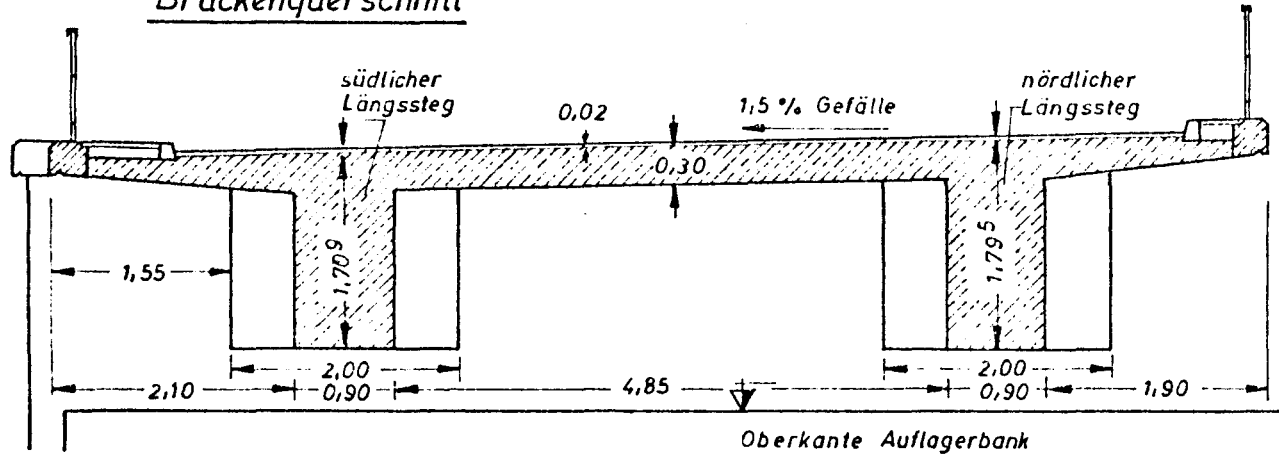
(Dipl.-Ing. Nürnberger)

Braunschweig, den 12. Dezember 1972

Längsschnitt durch Auflager

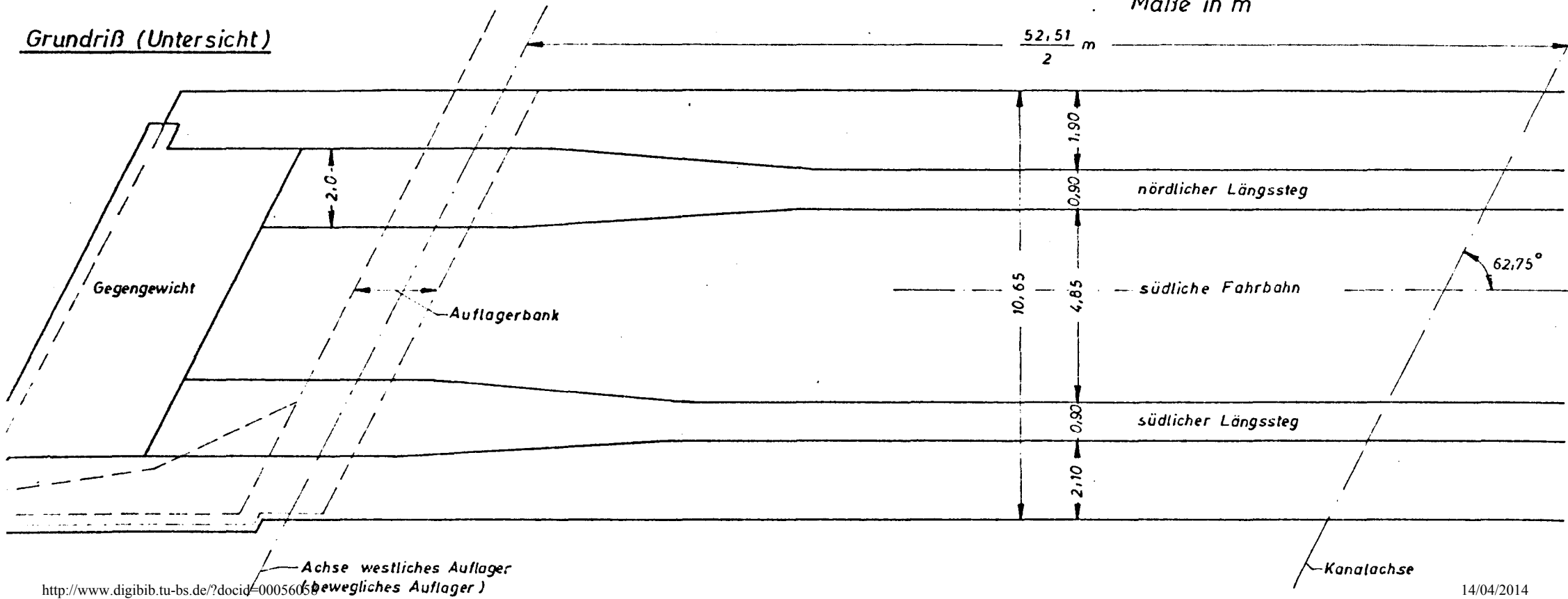


Brückenquerschnitt



Maße in m

Grundriß (Untersicht)



Abbruch der Autobahnbrücke über den Mittellandkanal (südliche Fahrbahn)

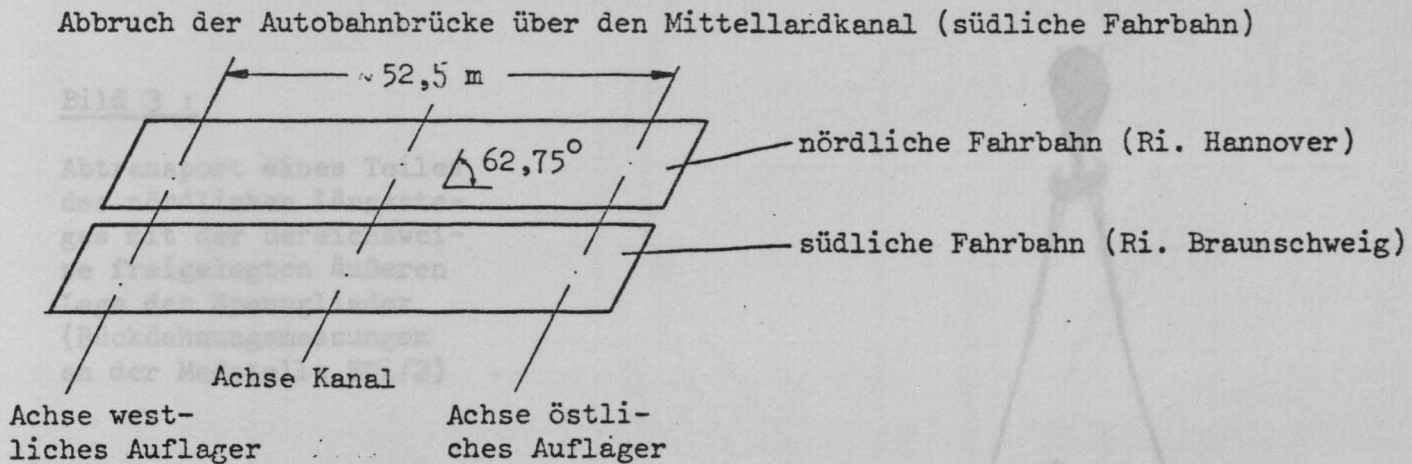


Bild 1 :

Blick gegen das
östliche Widerlager
während der Abbruch-
arbeiten

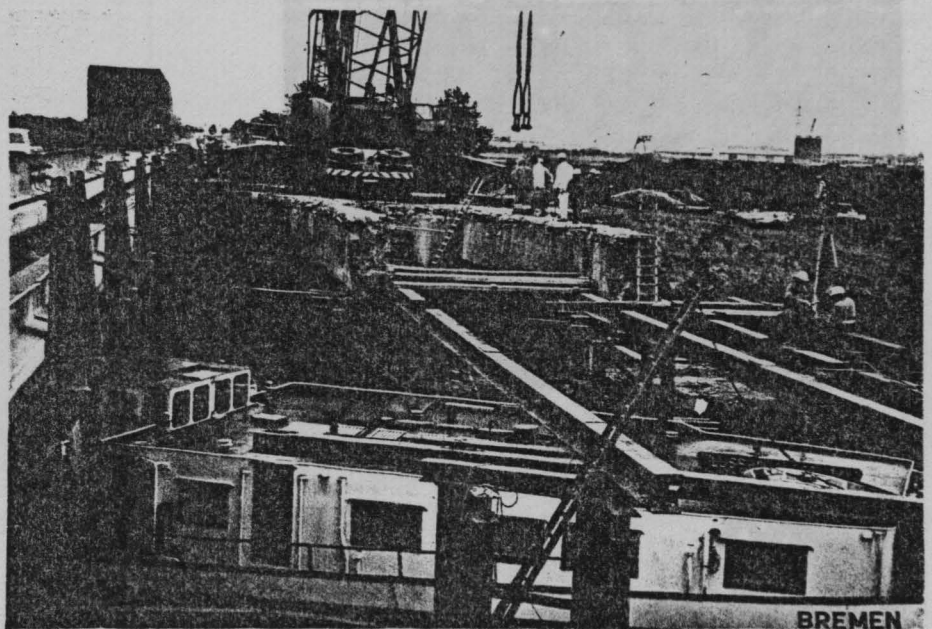
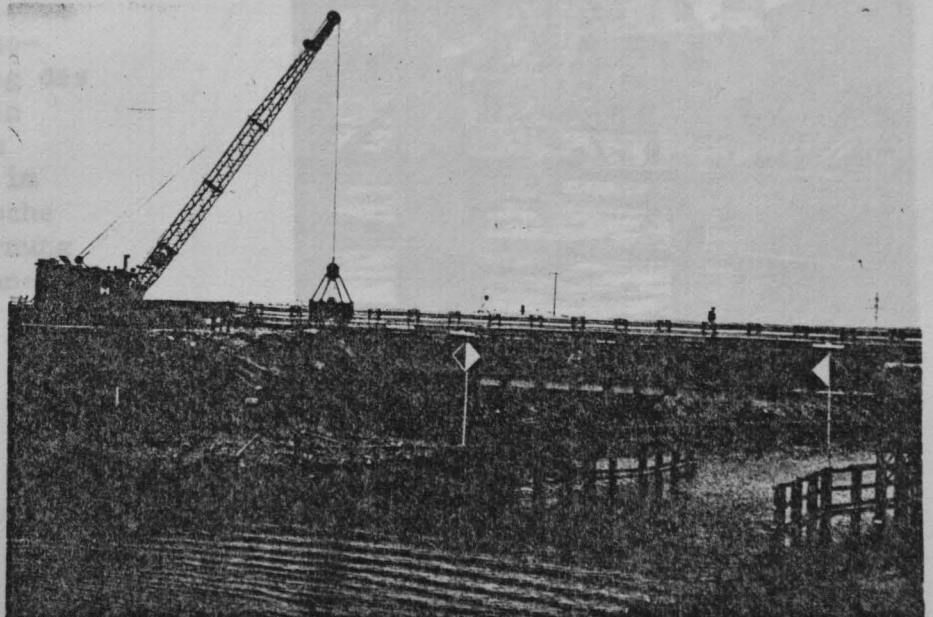


Bild 2 :

Blick in nördlicher
Richtung gegen das
Bauwerk:
links im Bild das
westliche Widerlager;
im Hintergrund das
Tragwerk der nörd-
lichen Fahrbahn



Abbruch der Autobahnbrücke über den Mittellandkanal (südliche Fahrbahn)

Bild 3 :

Abtransport eines Teiles
des nördlichen Längssteges
mit der bereichsweise
freigelegten äußeren
Lage der Spannglieder
(Rückdehnungsmessungen
an der Meßstelle SNi/2)

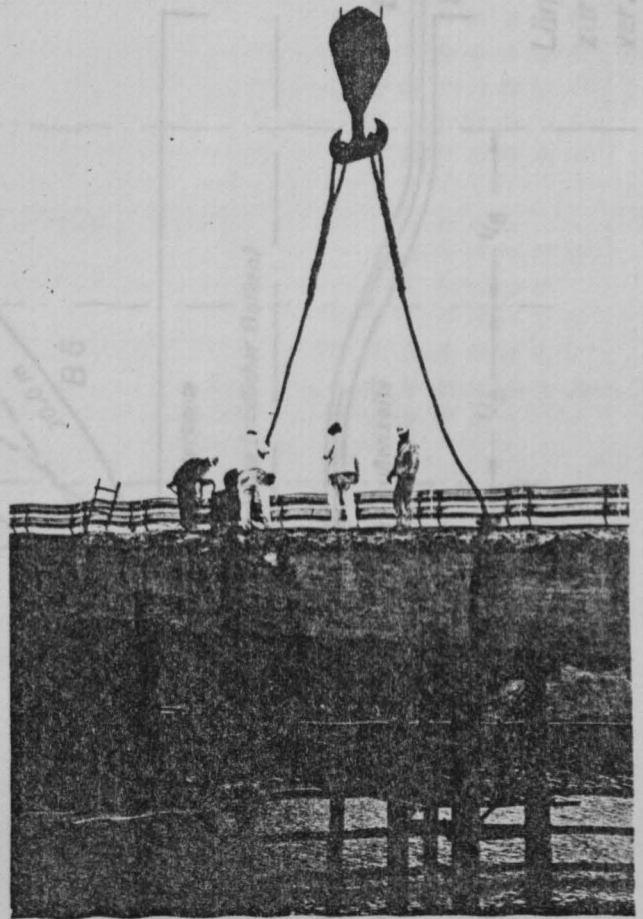
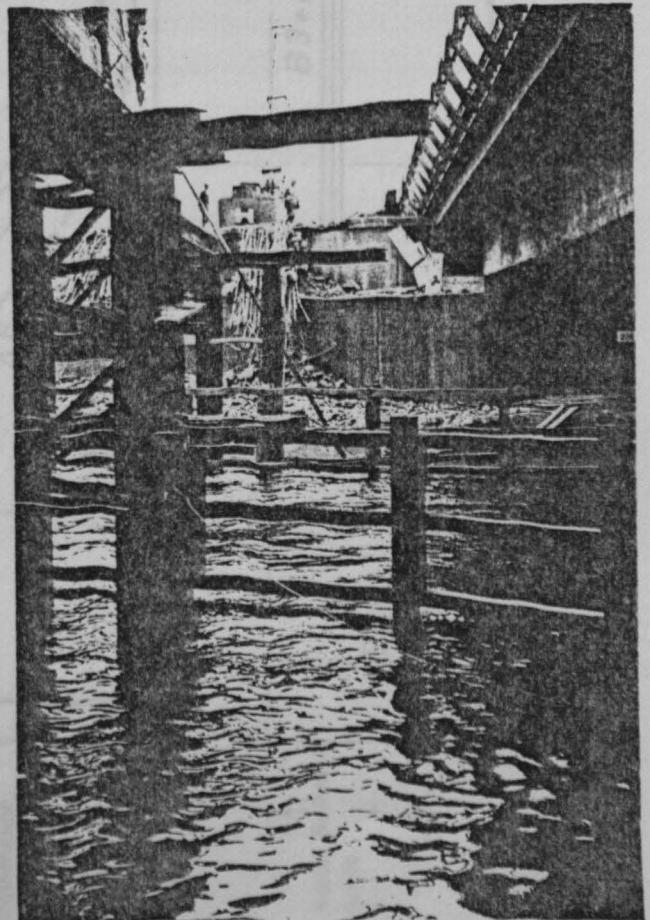


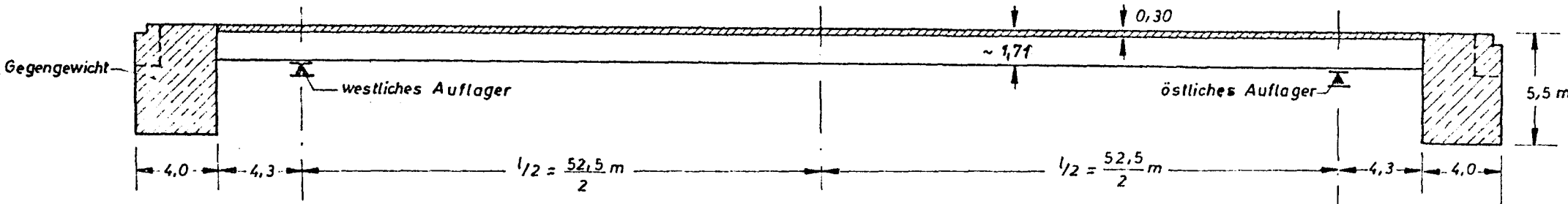
Bild 4 :

Blick gegen das westliche
Widerlager; rechts im Bild
das Tragwerk der nördlichen
Fahrbahn (Richtung Hanno-
ver) mit der Verbreiterung des
Längssteges von 90 cm in
Feldmitte auf 200 cm im
Auflagerbereich; links im
Bild die beiden Hilfsjoche
jeweils in einer Entfernung
von ca. 10 m von der Kanal-
achse

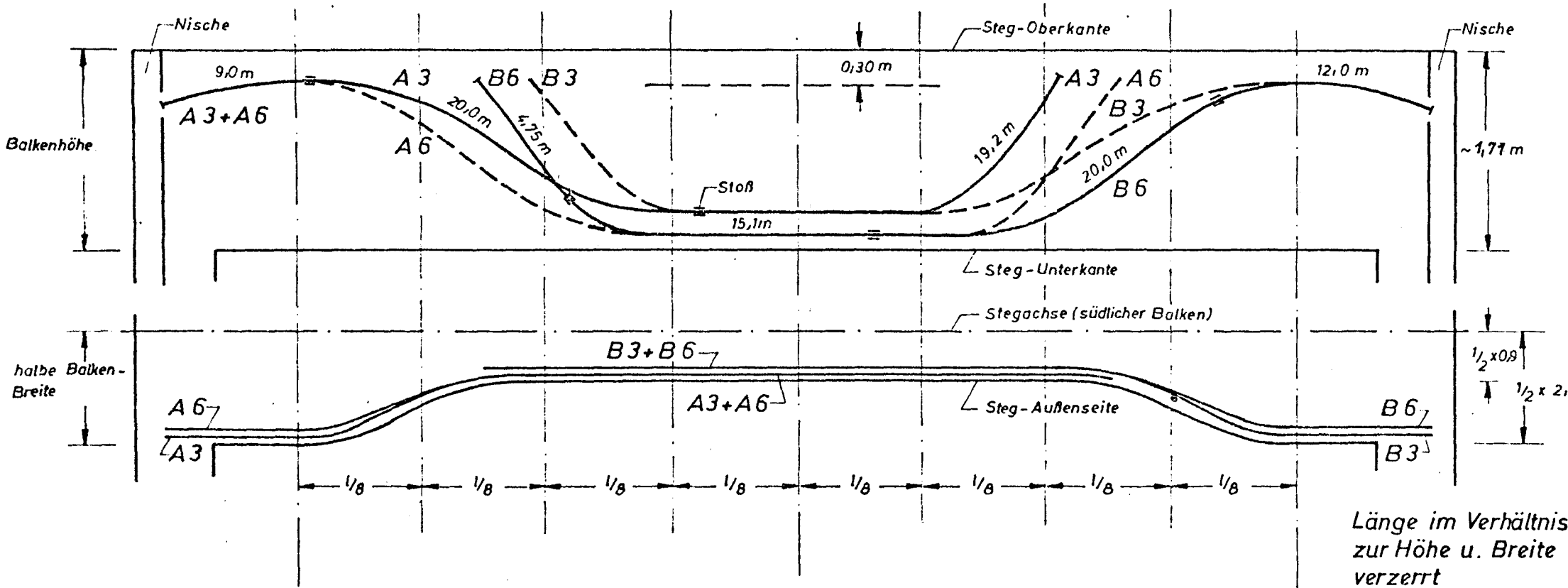


Prinzip der Spanngliedführung im südlichen Längssteg, äußere Spanngliedlage

1. Längsschnitt in Achse des südlichen Steges

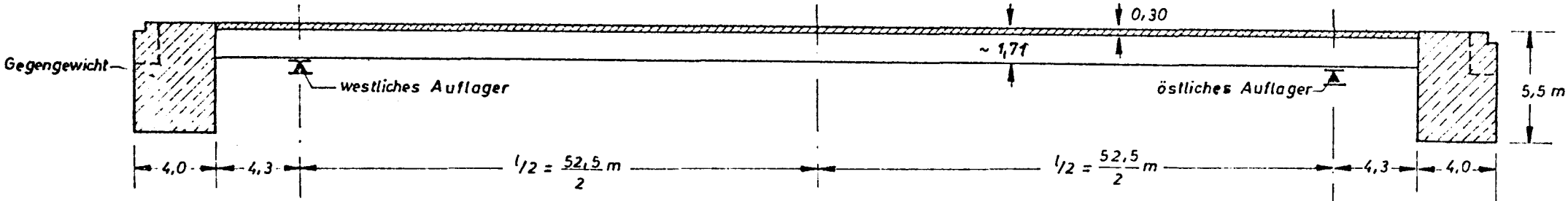


2. Führung der Spannglieder A3 und A6 sowie B3 und B6 (Soll-Lage)

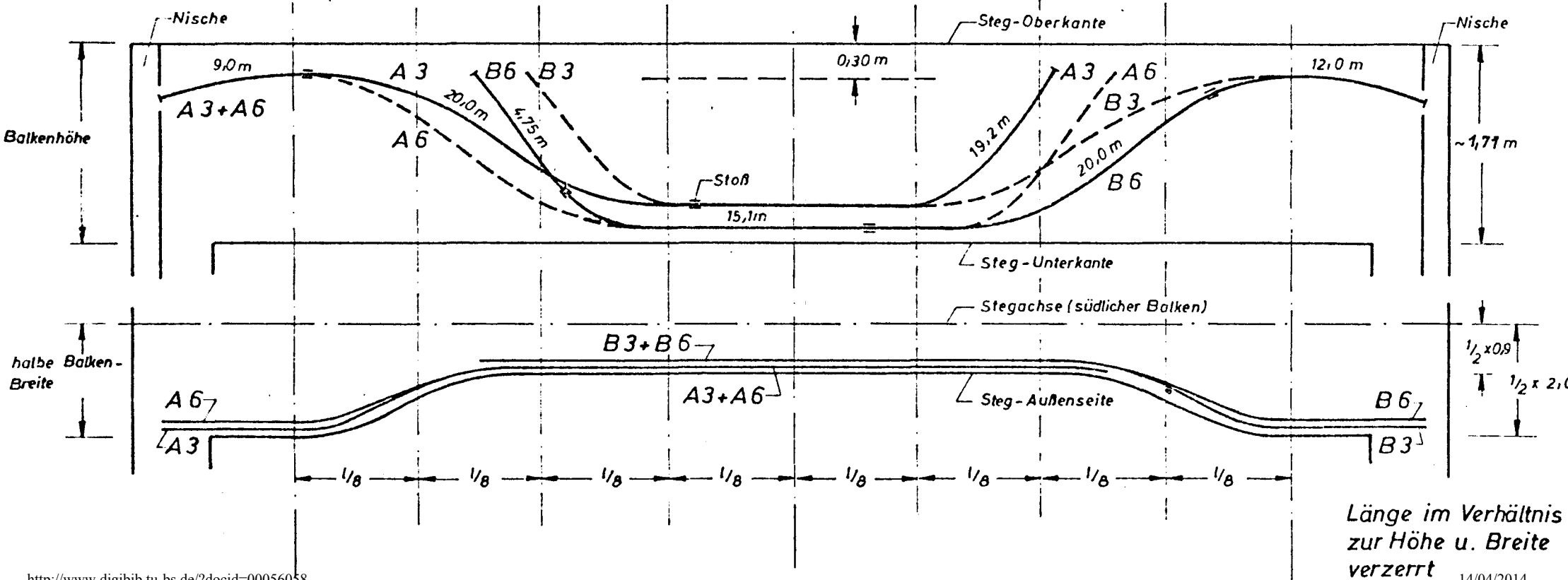


Prinzip der Spanngliedführung im südlichen Längssteg, äußere Spanngliedlage

1. Längsschnitt in Achse des südlichen Steges

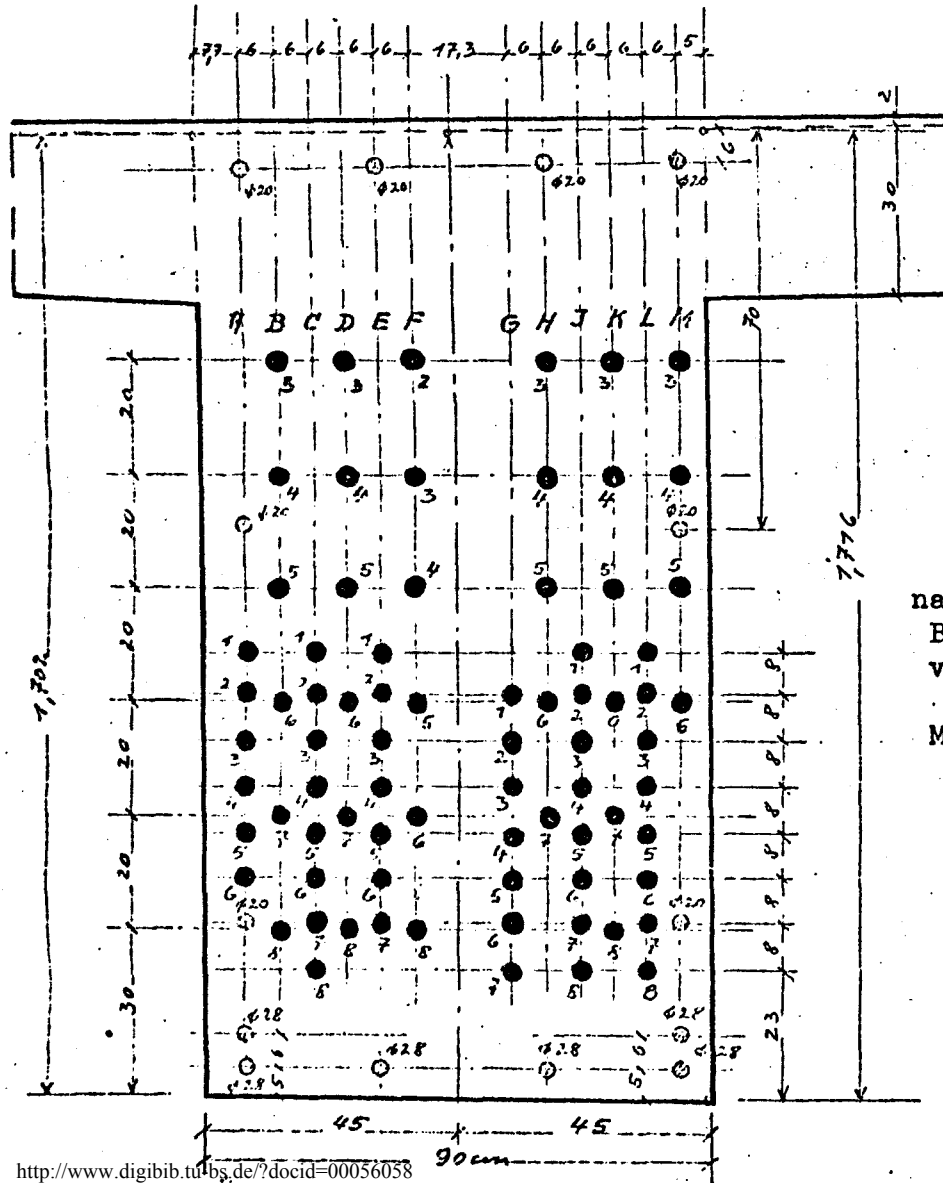


2. Führung der Spannglieder A3 und A6 sowie B3 und B6 (Soll-Lage)



schematische Darstellung der Spannglieder im Hauptträger nach den Bauunterlagen (Soll-Lage)

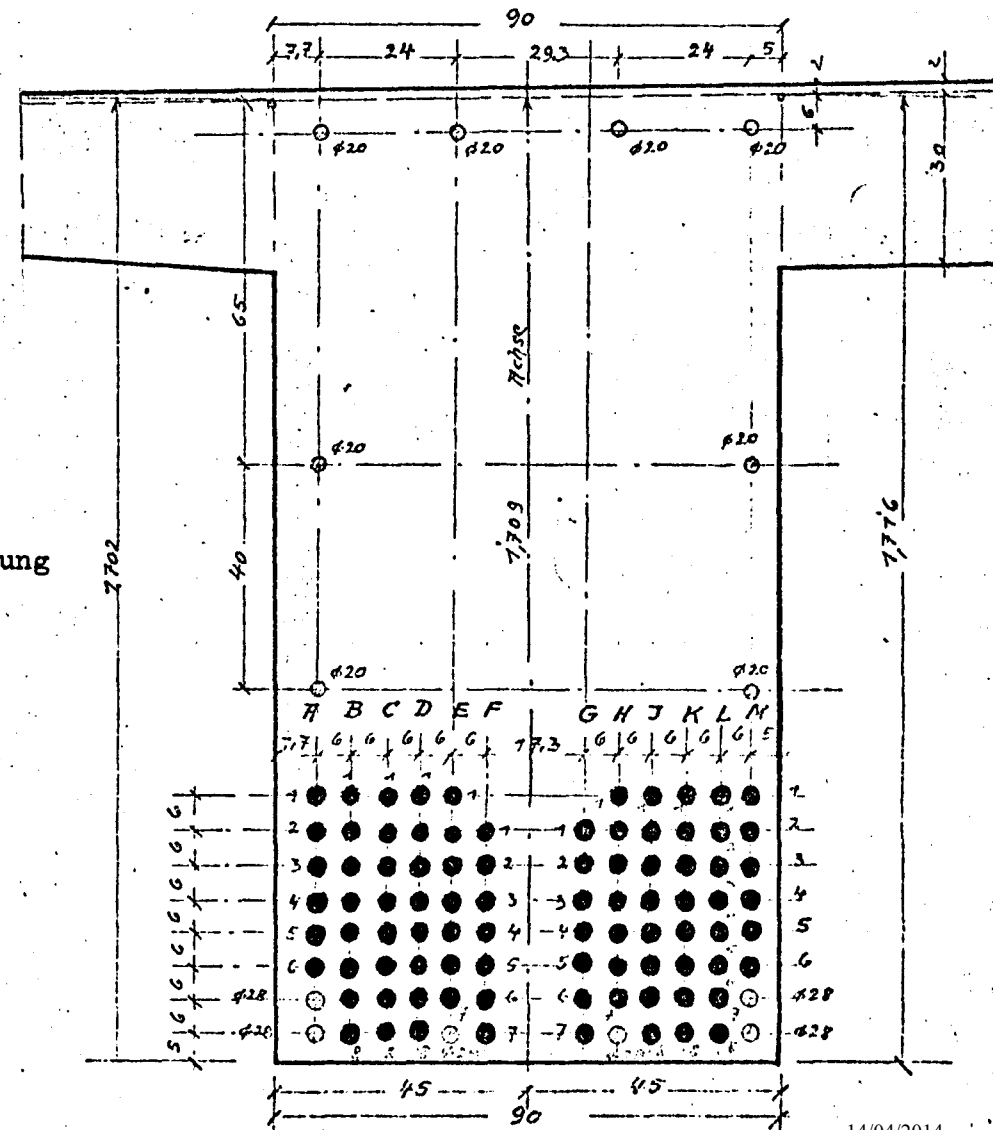
Lage der Spannglieder im Viertelpunkt



nach der Bauzeichnung
Br.o4o5o-22 Ia
vom 13.10.5o

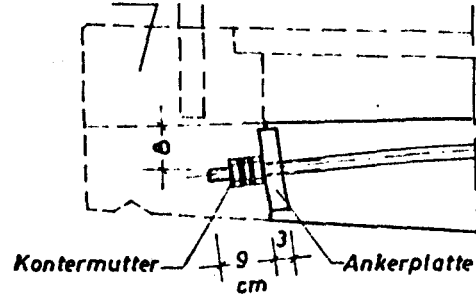
Maßstab ca. 1:14

Lage der Spannglieder in Feldmitte



Prinzip der Spanngliedf6hrung in der Fahrbahnplatte (Quervorspannung) bei $l/2$

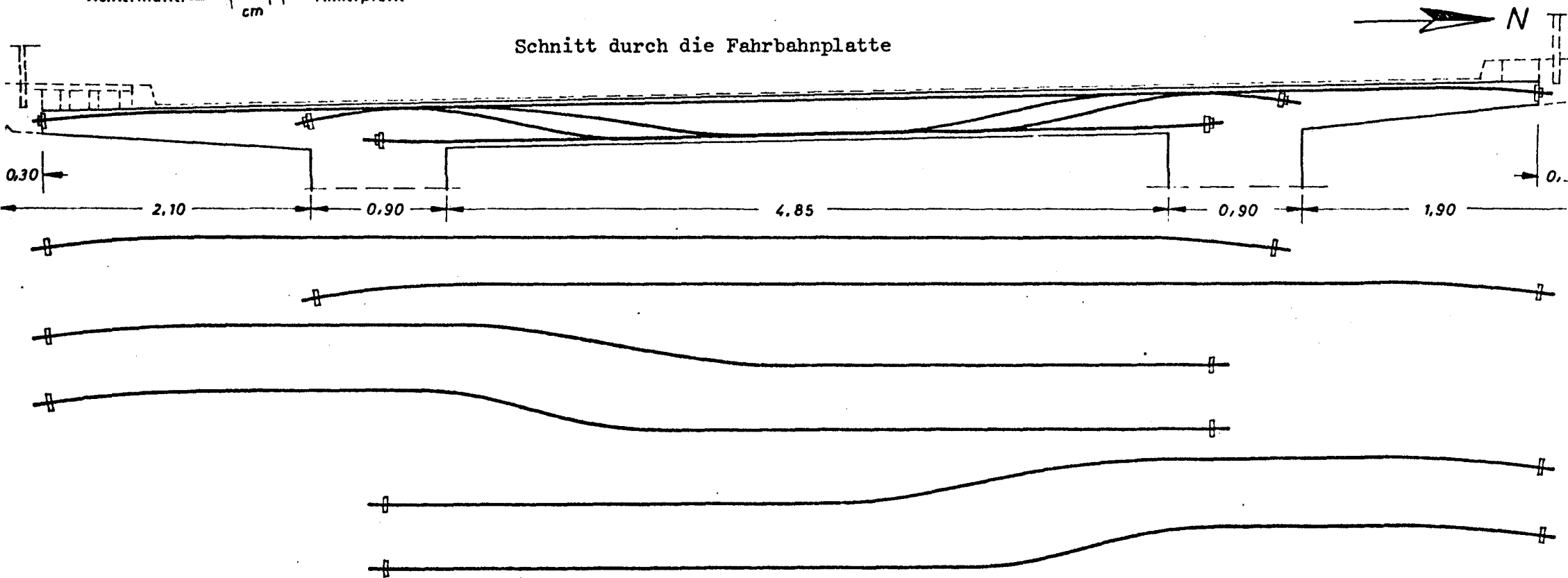
Gesims nach dem
Vorspannen betonieren



Spanngliedverankerung
am Rande der Kragplatte

nach der Bauzeichnung Br o4o5o-21c

Schnitt durch die Fahrbahnplatte



Ma6e in m

Betondruckfestigkeit des Überbaues nach den Ergebnissen der Güteprüfung während der Bauausführung (Prüfungszeugnisse des Niedersächsischen Materialprüfamt vom Dezember 1950).

1. Betonierdaten (nach den Bauakten)

Der Überbau - d.h. die Fahrbahnplatte und die Längsstege - wurden in der Zeit vom 14.11. bis 18.11.1950 betoniert (Temperaturen zum Zeitpunkt der Probewürfel 0° C bis 9° C). Die zum Wärmeausgleich angeordneten ca. 80 cm breiten Fugen wurden vermutlich am 20.11. und 21.11. geschlossen. Der Wasserzementwert lag bei 0,47; verwendet wurde ein PZ 425 der Dyckerhoff Portland-Zementwerke AG., Werk Lengerich.

2. Betonrohddichte und -druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen (Güteprüfung)

Zwischen der Durchführung der Güteprüfung im Jahre 1950 und der Prüfung der entnommenen Bohrkerne liegt ein Zeitraum von ca. 21,5 Jahren.

Betonierdatum	Zement pro m ³ Fertigbeton	Rohddichte (lufttrocken)	mittlere Würfelddruckfestigkeit +) β_{W28}
-	kg	kg/m ³	kp/cm ²
14.11.	420	2380	501
15.11.	350	2460	438
16.11.	380	2430	438
16.11.	420	2350	444
18.11.	380	2430	424
Mittelwert für 15 Einzelwürfel			449

+) Soll-Betongüte B 450

3. Streuung der Betondruckfestigkeit, vermutlich Endfestigkeit $\beta_{W\infty}$

Eine statistische Auswertung (siehe Bemerkungen auf Anlage 9) der Einzelwerte ergab eine Streuung $s = 39,5 \text{ kp/cm}^2$ und einen 5%-Fraktilenwert von 346 kp/cm^2 .

Bei Verwendung von PZ 425 kann man annehmen, daß die Endfestigkeit $\beta_{W\infty}$ etwa um 20% bis 30% über β_{W28} liegt (bei Berücksichtigung der niedrigen Temperaturen evtl. noch darüber), d.h.:

$$\beta_{W\infty} = 1,2 \dots 1,3 \cdot \beta_{W28} \sim 540 \text{ kp/cm}^2 \dots 580 \text{ kp/cm}^2$$

Druckfestigkeit des Betons der Fahrbahnplatte: Entnahmestellen der Bohrkerne mit $d = 9,95$ cm Durchmesser (siehe auch Anlage 9)

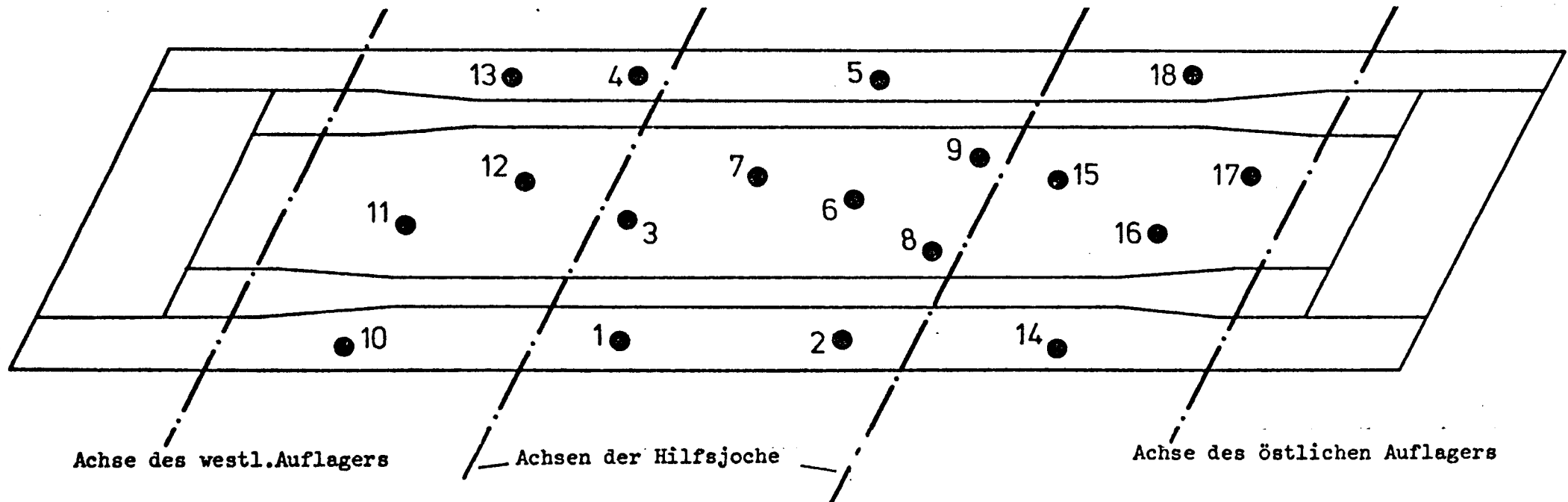
Die in vertikaler Richtung entnommenen Bohrkerne mit ca. 25 cm bis 32 cm Länge wurden in einzelne Proben zersägt, die nach dem planparallelen Abschleifen der Druckflächen die Probenhöhe h aufwiesen; es bedeuten auf Anlage 9 :

Index o : die Probe stammt aus dem oberen Bereich der Fahrbahnplatte,

Index m : die Probe stammt aus dem mittleren Bereich der Fahrbahnplatte,

Index u : die Probe stammt aus dem unteren Bereich der Fahrbahnplatte.

Die Prüfung auf Druckfestigkeit erfolgte in der Zeit vom 30.6. bis 12.7.72



Druckfestigkeit des Betons der Fahrbahnplatte, Bohrkernproben mit 9,95 cm Durchmesser (siehe auch Anlage 8), Probenvorbereitung und Prüfung nach DIN 1048, Blatt 2, Proben aus den Bohrkernen Nr. 14 und 17 wurden nicht geprüft.

Bohrkern Nr.	Probe	Rohdichte (lufttrocken)	Verhältnis- wert h:d	Druckfestigkeiten	
				Zylinder- β_Z +)	Würfel- β_W ++)
-	-	kg/m ³	-	kp/cm ²	kp/cm ²
1	o	2430	1,03	717	690
	m	2360	1,03	593	570
2	o	2290	1,03	514	495
	m	2315	1,02	451	430
3	o	2305	1,03	718	690
	m	2295	1,02	664	635
4	m	2320	1,03	633	610
5	o	2315	0,97	551	515
	m	2385	1,03	498	475
6	-	-	-	E-Modul	
7	o	2320	1,02	711	680
	m	2335	1,01	620	590
	u	2365	1,03	719	690
8	m	2325	1,02	554	530
9	o	2370	1,04	716	690
	m	2340	1,02	546	510
10	o	2445	0,97	566	530
	m	2360	1,02	619	595
11	-	-	-	E-Modul	
12	m	2345	1,04	638	615
13	o	2420	1,04	570	550
	m	2390	1,05	755	730
14	-	-	-	-	-
15	o	2420	0,97	655	615
	m	2345	1,04	770	740
16	-	-	-	E-Modul	
17	-	-	-	-	-
18	m	2340	1,02	706	675
Mittelwert \bar{x}		2355	-	-	600
statistische Auswertung: Standardabweichung s					87
+++)					395
5%-Fraktilenwert $x_{5\%}$					

+) versuchsmäßig ermittelte Druckfestigkeit der Zylinder mit der Probenhöhe h und dem Durchmesser d

++) aus der Zylinderdruckfestigkeit nach LEWANDOWSKI "Beurteilung von Bauwerkfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben" berechnet

+++)

für W = 95% nach STRUCK "Zur Berechnung von einseitigen, unteren Grenzwerten (Fraktilen) bei der statistischen Auswertung von Meßergebnissen"

Druckfestigkeit des Betons der Längsstege: Entnahmestellen der Bohrkerne (siehe auch Anlage 11).

Die in horizontaler Richtung entnommenen Bohrkerne wurden in einzelne Proben (siehe Anlage 11) zersägt, die nach dem planparallelen Abschleifen der Druckflächen die Probenhöhe h aufwiesen.

Die Prüfung auf Druckfestigkeit erfolgte in der Zeit vom 30.6. bis 12.7.72

Entnahme in vertikaler Richtung

SW1 bis SW3:

3 Bohrkerne mit 15 cm
Durchmesser für Wasser-
undurchlässigkeitsprüfung

Entnahme in horizontaler Richtung

Na, Ni, Sa und Si:

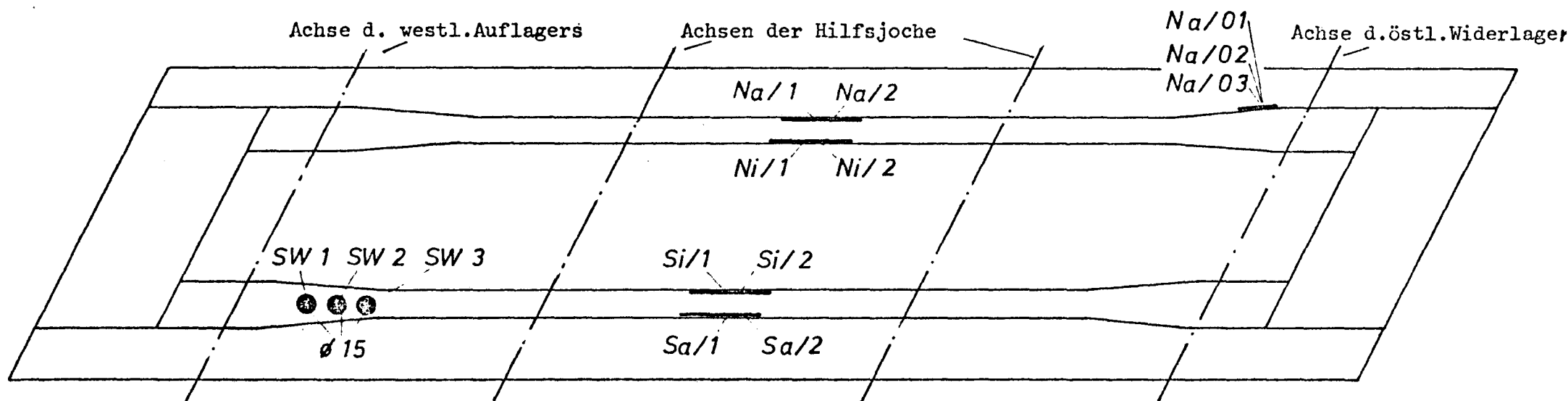
unterhalb des Plattenanschnittes
entnommene Bohrkerne mit dem Durch-
messer $d = 9,85$ cm, wobei die Bohr-
kerne folgende Längen besaßen:

Index 1 : ca. 40 cm

Index 2 : ca. 25 cm

Na/o1 bis Na/o3:

3 Bohrkerne mit dem
Durchmesser $d = 9,85$ cm
u. ca. 25 cm Länge
(übereinander entnommen)



Druckfestigkeit des Betons der Längsstege, Bohrkernproben mit 9,85 cm Durchmesser (siehe auch Anlage 10), Probenvorbereitung und Prüfung nach DIN 1048, Blatt 2.

Bohrkern Nr.	Probe 1)	Rohdichte (lufttrocken)	Verhältnis- wert h : d	Druckfestigkeiten	
				Zylinder- β_Z +)	Würfel- β_W ++)
-	-	kg/m ³	-	kp/cm ²	kp/cm ²
Na/o1	a	2330	1,02	663	635
	m	2290	1,01	640	610
Na/o2	a	2320	1,02	665	635
	m	2285	1,04	613	590
Na/o3	a	2300	1,04	687	660
	m	2280	1,02	654	625
Na/1	a	2340	1,03	657	630
	m	2340	1,03	589	565
	i	2345	0,99	744	705
Ni/1	a	2340	1,03	740	710
	m	2340	1,03	792	760
	i	2350	1,04	692	665
Na/2	-	-	-	E-Modul	
Ni/2	-	-	-	E-Modul	
Sa/1	a	2340	1,04	615	590
	m	2330	1,05	594	575
	i	2380	1,04	623	600
Si/1	a	2320	1,03	618	595
	m	2325	1,04	581	560
	i	2330	1,08	551	535
Sa/2	a	2310	1,02	586	560
	m	2370	1,03	592	570
Si/2	-	-	-	E-Modul	
Mittelwert \bar{x}		2330	-	-	620
statistische Auswertung : Standardabweichung s +++)					58 480
5%-Fraktilenwert $x_{5\%}$					

- 1) es bedeuten: a = Probe aus dem äußeren Bereich (ca. bis 12 cm)
m = Probe aus dem mittleren Bereich (ca. 12 cm bis 25 cm)
i = Probe aus dem inneren Bereich (ca. 27 cm bis 40 cm)

+) versuchsmäßig ermittelte Druckfestigkeit der Zylinder mit der Probenhöhe h und dem Durchmesser d

++) aus der Zylinderdruckfestigkeit nach LEWANDOWSKI "Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütekubwürfeln und -bohrproben" berechnet

+++) für W = 95% nach STRUCK "Zur Berechnung von einseitigen, unteren Grenzwerten (Fraktilen) bei der statistischen Auswertung von Meßergebnissen"

Spaltzugfestigkeit des Betons der Fahrbahnplatte und der Längsstege (stichprobenweise Ermittlung an Bohrkernresten mit $d = 9,85$ cm bzw. $d = 9,95$ cm; Probenbreite zwischen 6,2 cm und 9,7 cm)

Bauteil	Bohrkern Nr.	Probe 1)	Rohdichte (lufttrocken)	Spaltzugfestigkeit ⁺)
-	-	-	kg/m ³	kp/cm ²
Fahrbahn- platte	4	u	2380	39
	5	u	2450	30
	10	u	2350	36
	14	m	2360	35
	15	u	2310	37
	17	m	2470	39
	18	o	2370	30
		u	2340	33
Längs- stege	Na/o3	i	2280	32
	Na/1	m	2360	36
	Ni/1	i	2340	32
	Sa/1	i	2360	30
	Si/1	i	2330	31
	Sa/2	i	2330	34
Mittelwert			2360	34

+) wegen der vergleichsweise geringen Streuung der Einzelwerte wurde trotz der unterschiedlichen Entnahmerichtung ein gemeinsamer Mittelwert angegeben.

1) siehe Anlage 11

Stichprobenweise Überprüfung des Betons der Fahrbahnplatte auf Wasserundurchlässigkeit nach DIN 1048, Blatt 1.

Die Überprüfung erfolgte an den 3 Bohrkernen SW1, SW2 und SW3 (siehe Anlage 10), die einen Durchmesser von 15 cm besaßen und nahe dem westlichen Auflager oberhalb des südlichen Längssteges aus der Fahrbahnplatte entnommen wurden.

Die 12 cm dicken auf Wasserundurchlässigkeit geprüften Prüfkörper wurden in folgenden Höhen unterhalb der Fahrbahnplatte aus den Bohrkernen herausgeschnitten.

Bohrkern Nr.	Oberfläche der Prüfkörper bezogen auf Oberkante Fahrbahn
SW1	8 cm
SW2	8 cm
SW3	2 cm

Der Prüfkörper SW3 besaß ca. 2 cm unterhalb der dem Wasserdruck ausgesetzten Fläche einen Bewehrungsstab mit Lunkerstellen im Beton. Nachdem der Wasserdruck von 1 kp/cm² ca. 5 Std. eingewirkt hatte, wurde an der Unterseite ein Tropfenabfall beobachtet.

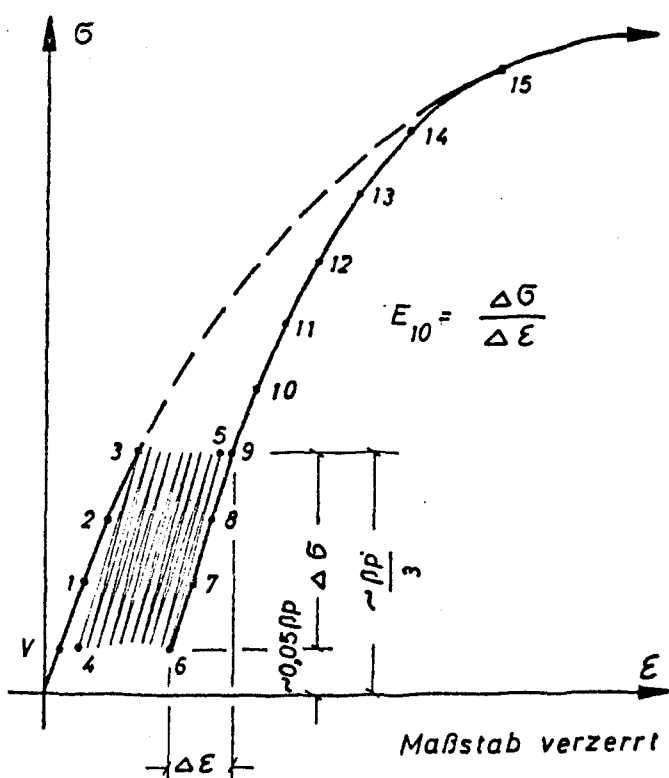
Bei den Prüfkörpern SW1 und SW2 trat nach Beendigung der Prüfung - d.h. nachdem 48 Std. ein Druck von 1 kp/cm², dann nacheinander je 24 Std. lang Drücke von 3 kp/cm² und 7 kp/cm² eingewirkt hatten - an der Unterseite kein Wasser durch. Nach dem Spalten der Prüfkörper ergab sich eine Wassereindringtiefe, die zwischen 9,5 cm und 10,5 cm schwankte.

Druck-Elastizitätsmodul des Betons der Fahrbahnplatte und der Längsstege;

Versuchsdurchführung:

Prüfung von Bohrkernen ($\bar{d} = 9,85$ cm bzw. $d = 9,95$ cm), die gemäß Anlage 8 durch Vertikalbohrung aus der Fahrbahnplatte und gemäß Anlage 10 durch Horizontalbohrung aus den Längsstegen entnommen wurden.

Die Probenhöhe h betrug ca. $h = 2,0 d$; die Ermittlung des Elastizitätsmoduls erfolgte als Sekantenmodul nach folgendem Schema (siehe auch "Entwurfssfassung Juni 70" zu DIN 1048, Blatt 3):



Der Sekantenmodul wurde für eine Laststeigerung von ca. 5% auf ca. 33,3% der zu erwartenden Bruchlast P_{\max} bestimmt.

$\Delta \epsilon$ ist die mittlere Stauchung an vier um 90° versetzten 10 cm langen Meßstrecken auf der Mantelfläche der Proben (Setzdehnungsmesser!)

Es bedeuten:	E_1	Belastungsmodul bei erstmaliger Laststeigerung (3 - v)
	$E_{e,1}$	Entlastungsmodul nach erstmaliger Laststeigerung (3 - 4)
	E_{10}	Belastungsmodul nach 10-maliger Laststeigerung (9 - 6)
	$E_{e,10}$	Entlastungsmodul nach mehrmaliger Laststeigerung (5 - 6)

Druck-Elastizitätsmodul des Betons der Fahrbahnplatte und der Längsstege (siehe auch Anlage 14)

Untersuchungsergebnisse:

Die zu erwartende Bruchlast P_{\max} der Probekörper - und damit die Laststufe $\beta_p/3$ - wurde aufgrund der Prüfung der Bohrkernproben vorab geschätzt. Zur Beurteilung der Untersuchungsergebnisse ist der Verhältniswert $P_{\max, \text{Versuch}} : P_{\max, \text{Schätzung}}$ angegeben. Wegen zu großer Abweichung dieses Verhältniswertes vom Sollwert 1,0 sind die am Bohrkern Nr. 11 (Fahrbahnplatte) ermittelten E-Moduli nicht verwertbar.

Bauteil	Proben aus Bohrkern	P_{\max} Versuch:Schätzung	Prismen- Druckfestig- β_p +)	Elastizitätsmoduli (Sekantenmodul)			
				E_1	$E_{e,1}$	$E_{e,10}$	E_{10}
-	-	-	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²
Fahrbahnplatte	6	1,03	540	240 000	254 000	265 000	262 000
	11	0,69	385	183 000	247 000	230 000	226 000
	16	0,98	590	282 000	284 000	286 000	287 000
Längsstege	Na/2	0,78	480	250 000	269 000	281 000	278 000
	Ni/2	0,83	555	258 000	288 000	297 000	288 000
	Si/2	0,83	445	225 000	247 000	250 000	242 000

+) aus dem versuchsmäßig bestimmten P_{\max} berechnet

(h : d ~ 2,0)

Auswertung (Mittelwertbildung ohne Probe aus Bohrkern Nr. 11):

Prismendruckfestigkeit β_p	520 kp/cm ²
berechnete Würfel-Dr. β_p^p	615 kp/cm ²
Belastungsmodul E_1	251 000 kp/cm ²
E_{10}	271 000 kp/cm ²

Betongefüge und Kornzusammensetzung der Zuschläge, dargestellt an Schnittflächen durch Bohrkerne, die vertikal aus der Fahrbahnplatte und horizontal aus den Längsstegen entnommen wurden (Bohrkerndurchmesser ca. 9,9 cm)

Bild 5 :

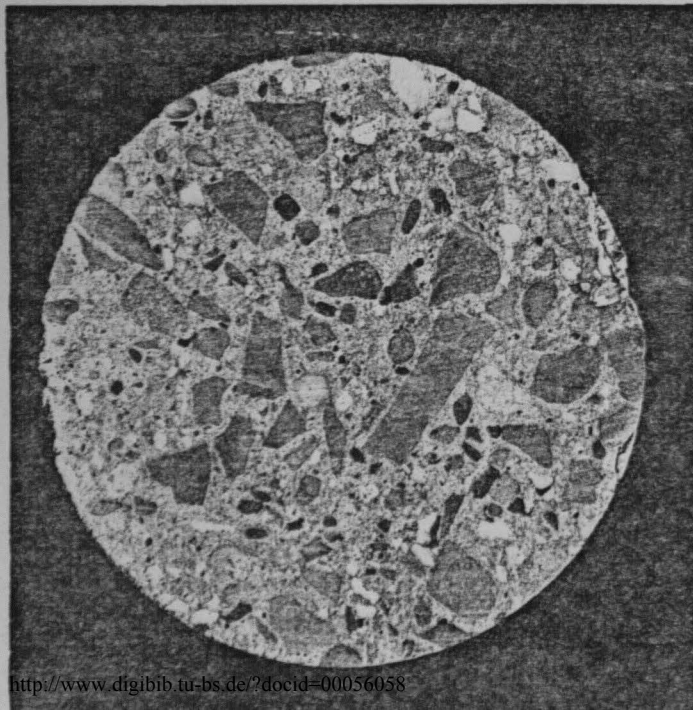


Bild 6 :

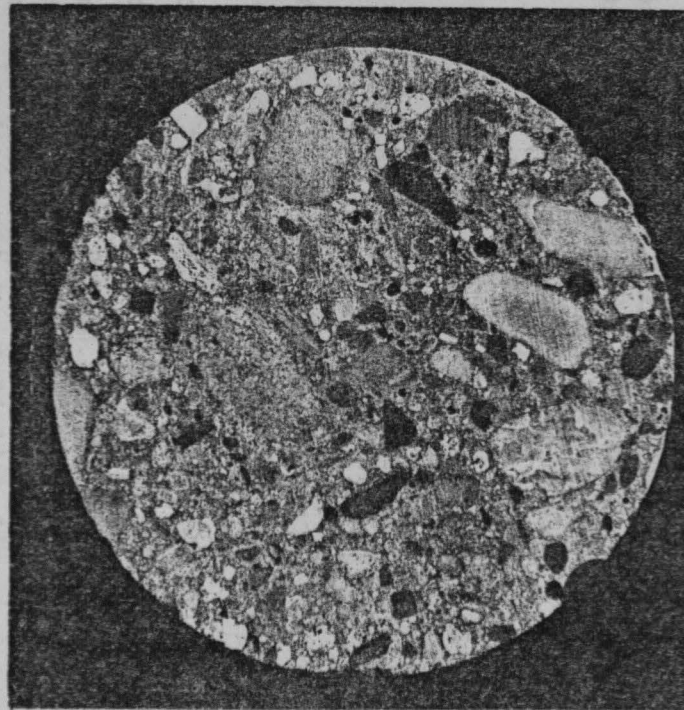
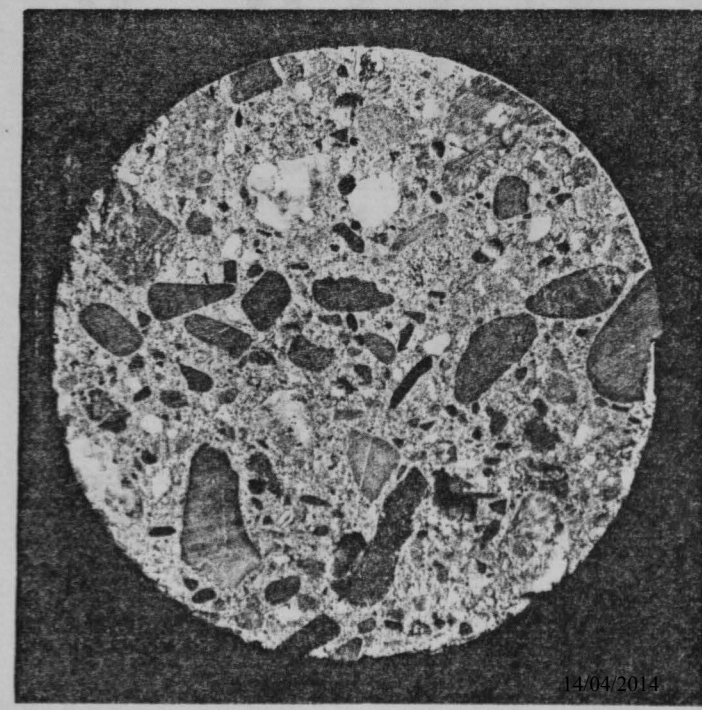


Bild 7 :



Güteeigenschaften des verwendeten Spannstahles (Sollwerte)

Die statische Berechnung für den vorgespannten Überbau wurde im August und September 1950 aufgestellt; sie erfolgte nach den Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonbauteile (Entwurf März 45 und Entwurf Jan. 50). Nähere Hinweise auf den Hersteller des Spannstahles fehlen; in der statischen Berechnung wird nur vermerkt, daß ein Spannstahl ϕ 26 mm, St 90 verwendet werden soll.

In dem im April 1970 herausgegebenen Bericht Nr. 4 "Untersuchungsergebnisse an abgebrochenen Brücken, die Jahrzehnte unter Verkehr standen" berichtet die Dyckerhoff u. Widmann KG. über Untersuchungen an 2 Spannbetonbrücken, die 1949 und 1952 hergestellt wurden.

In dem Bericht heißt es:

Nach Angaben des Stahlwerkes, Hüttenwerke Rheinhausen, sollte der für den Bau der Brücke vorgesehene naturharte SIGMA-Stahl 60/90, ϕ 26 mm folgende Eigenschaften aufweisen:

Spannungen	$\beta_{0,01}$	55 kp/mm ²
"	β_s	60 kp/mm ²
"	β_B	90 kp/mm ²
Bruchdehnung	δ_{10}	8 %
Kriechgrenze	β kriechen	55 kp/mm ²
Elastizitätsmodul	E_e	2050000 kp/cm ²
Schwingfestigkeit	$2\sigma_A$ bei $\sigma_0 = 45$ kp/mm ²	40 kp/mm ²
	bei $\sigma_0 = 87$ kp/mm ²	28 kp/mm ²

Wie aus der Häufigkeitsverteilung damals untersuchter Proben hervorgeht, lag der Mittelwert der Zugfestigkeit bereits bei ca. 110 kg/mm², der der Bruchdehnung bei 10,5 %. Es handelte sich damit praktisch um das gleiche Ausgangsmaterial des heute verwendeten Spannstahles 85/105, bei dem lediglich die Streckgrenze von 60 auf 85 kp/mm² durch Recken angehoben wird.

Nach Angabe des Niedersächsischen Landesverwaltungsamtes - Straßenbau - wurde bei der Brücke über den Mittellandkanal bei Wenden der gleiche Spannstahl verwendet.

Güteeigenschaften ausgebauter Spannstahlproben bei statischer Beanspruchung (bezogen auf den Istquerschnitt)

1. Elastizitätsmodul des Spannstahles St 60/90

Ermittlung durch Feindehnmessungen mit 0,001 mm Ablesegenauigkeit auf einer Meßstrecke von 200 mm bei Belastungen bis ca. 55 kp/mm², anschließend Bestimmung der 0,2%-Dehngrenze und der Zugfestigkeit. Die Proben entstammten drei Spanngliedern aus dem südlichen Längssteg (Bereich "Sa" nach Anlage 10)

Probe-Nr.	Ist-Durchmesser ⁺⁾	Elastizitätsmodul	0,2%-Dehngrenze	Zugfestigkeit
-	mm	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²
1	26,0	209 0000	6990	11 100
2	26,2	211 4000	6380	10 820
3	26,2	212 0000	7130	11 560
Mittel	-	210 8000	6830	11 160

Proben mit
leichtem Ober-
flächenrost
(Korrosions-
grad I)

+) aus dem Gewicht bestimmt

2. Festigkeits- und Verformungsverhalten in Abhängigkeit von dem Grad der Korrosionsschädigung

Es wurden insgesamt 6 ausgewählte Proben von Spannstählen aus den Längsstegen und der Fahrbahnplatte bei einer Meßlänge von dem 10-fachen des Durchmessers geprüft, im folgenden sind Mittelwerte bzw. Einzelwerte angegeben.

Korrosions- grad +)	Zahl der Proben	0,2%-Grenze $\sigma_{0,2}$	Zugfestig- keit σ_B	Bruchdehnung δ_{10}	Gleichmaß- dehnung δ_{G1}	Bruchein- schnürung ψ	Bruchausgang
-	-	kp/cm ²	kp/cm ²	%	%	%	-
I	2	7020	10 890	10,6	5,1	18,8	Kern
II	2	7110	11 560	9,8	5,5	17,8	Kern
II - III	1	6440	10 880	9,6	5,4	11,5	Probenrand
III	1	6290	10 610	-	2,3	4,6	Probenrand

+) siehe die Erläuterungen unter Pkt. 3 des Berichtes u. die Fotografien auf den Anlagen 22 bis 24

Dauerschwellfestigkeit ausgebauter Spannstahlproben in Abhängigkeit von dem Grad der Korrosionsschädigung.

Entsprechend den Untersuchungsergebnissen, die im bereits erwähnten Bericht der Fa. Dyckerhoff u. Widmann (siehe Anlage 17) zusammengestellt sind, wurde bei den Dauerschwellversuchen einheitlich eine Mittelspannung von 40 kp/mm^2 und eine Schwellbreite von 26 kp/mm^2 gewählt. Die Versuche sollten zeigen, in welchem Maße die Zahl der ertragenen Lastwechsel in Abhängigkeit von dem Grad der Korrosionsschädigung gegenüber dem Grenzwert $N = 2\,000\,000$ absinkt (Prüfung bei ca. 450 Lastwechseln pro Minute).

Korrosions- grad+)	Probe	Lastspielzahl ++)	Bemerkungen über Art und Lage des Bruches +++)
I	a	2.101 000	→ -
	b	2.005 000	→ -
II	a	974 000	x nahe d.Einspannung an Rostnarbe
	b	2.005 000	→ -
	c	433 000	x nahe d.Einspannung an Rostnarbe
III	a	385 000	x nahe d.Einspannung an Lochfraß- stelle
	b	352 000	x in Probenmitte an Lochfraßstelle

+) siehe die Erläuterungen unter Pkt. 3 des Berichtes und die Fotografien auf den Anlagen 22 bis 24

++) bei einer Oberspannung von 53 kp/mm^2 und einer Unterspannung von 27 kp/mm^2 ; d.h. $\sigma_m = 40 \text{ kp/mm}^2$

+++ es bedeuten: → kein Bruch bei Versuchsende

x Bruch bei der angegebenen Lastspielzahl

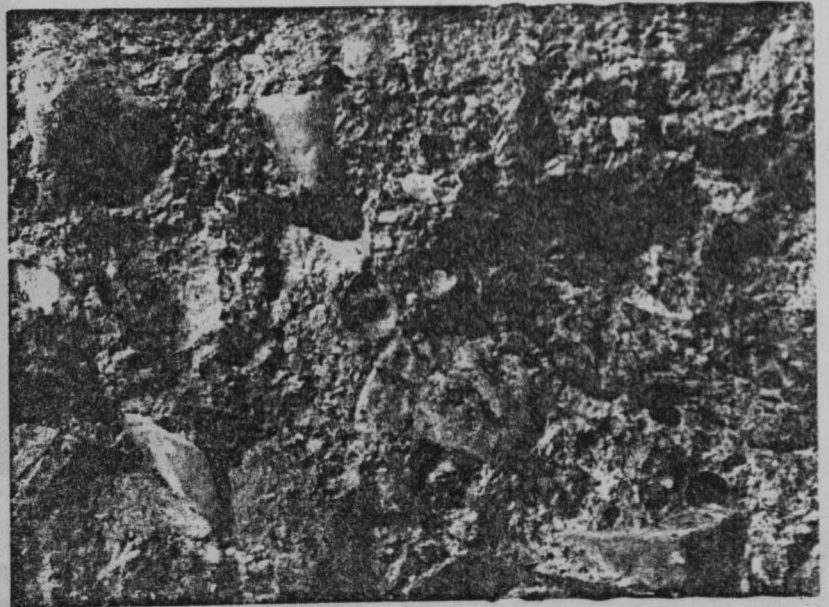
Betongefüge im Bereich der Spannglieder (ca. 3-fache Vergrößerung)

Bild 10 :

Schnitt durch Spannglieder, die an der

Bild 8 :

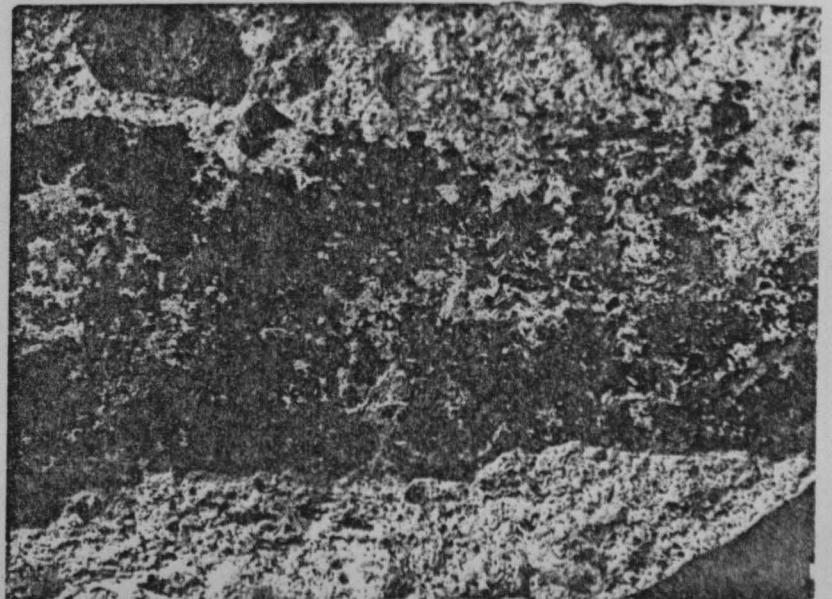
Beispiel für das
Betongefüge bei ca.
3-facher Vergröße-
rung (Makroporo-
sität im Betoninnern)



Links im Bild 10 sind drei Proben
gebrochen Hüllrohr dargestellt, die
verrostet. Die Verfärbung infolge des
Eingebrochenseins bedingt durch seine Alkalität
des Spannstahles darstellt.

Bild 9 :

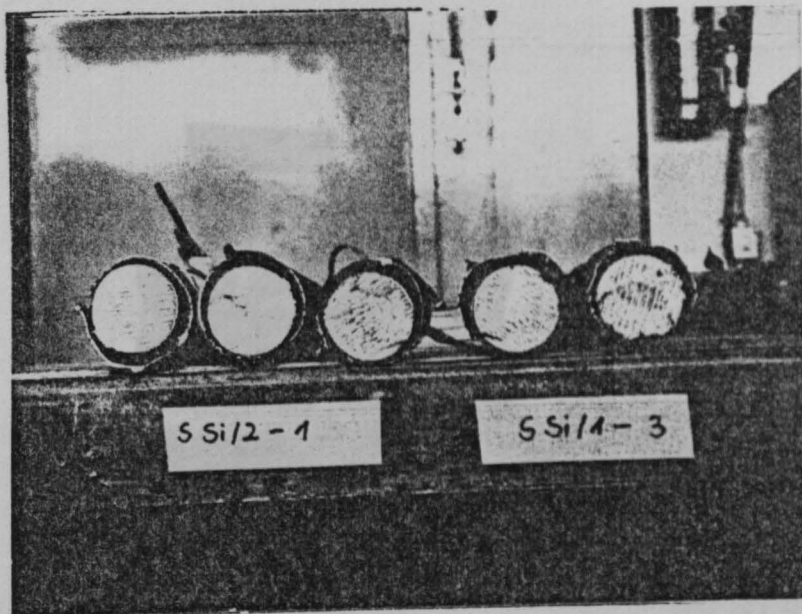
Beispiel für das
Betongefüge an der
Mantelfläche eines
Hüllrohres (Makropo-
rosität des Betons
am Hüllrohr)



Augenscheinliche Beurteilung ausgebauter Spannstahlproben
(Entnahmestellen der Proben siehe Anlage 30)

Bild 10 :

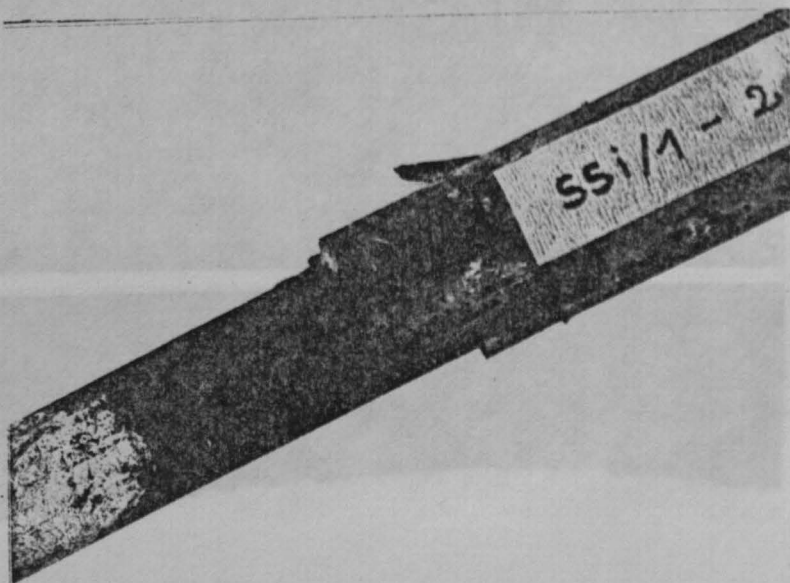
Schnitt durch Spannglieder, die an der Innenfläche des südlichen Längssteges entnommen wurden.



Links im Bild 10 sind drei Proben mit exzentrischer Lage der Spannglieder im verpreßten Hüllrohr dargestellt, die Hüllrohre der beiden rechten Proben waren un-
verpreßt. Die Rotfärbung infolge des Phenolphthaleintestes zeigt an, daß der
Einpreßmörtel-bedingt durch seine Alkalität-einen ausreichenden Korrosionsschutz
des Spannstahles darstellt.

Bild 11 :

Spanngliedabschnitt mit
teilweise abgetrenntem
Hüllrohr; die Rotver-
färbung rührt vom Phe-
nolphthaleintest her



Augenscheinliche Beurteilung ausgebauter Spannstahlproben (Entnahmestellen der Proben siehe auch Anlage 30)

Definition des "Korrosionsgrades I"

Bild 12 :

Spannstahlprobe, die an der Innenfläche des südlichen Längssteges entnommen wurde, mit freigelegtem Hüllrohr (innen "blank")

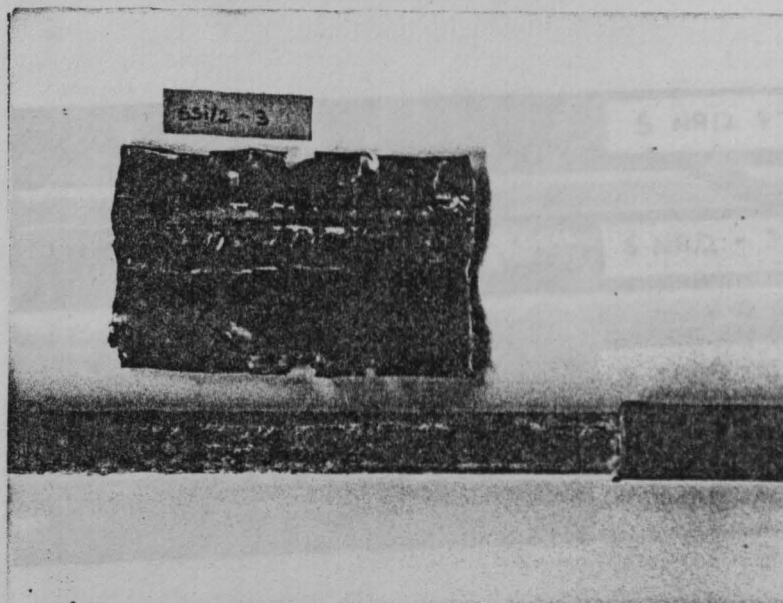


Bild 13 :

ca. 5,5 -fache Vergrößerung der Stahloberfläche (Ausschnitt)

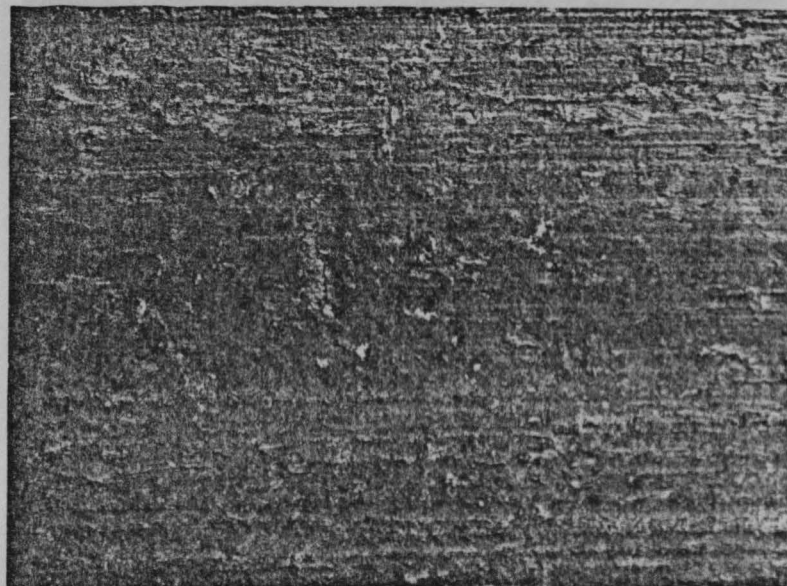
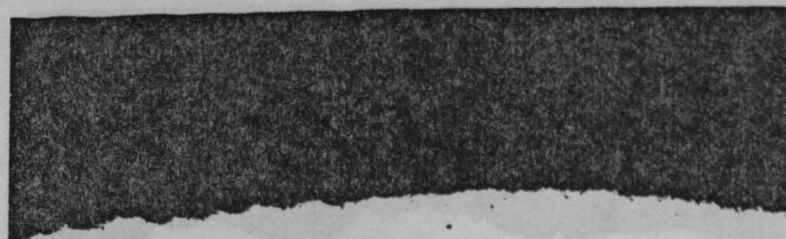


Bild 14 :

ca. 30 -fache Vergrößerung des Stahlquerschnittes (Ausschnitt)



Der Stahl liegt im Bild unten

Augenscheinliche Beurteilung ausgebauter Spannstahlproben (Entnahmestellen der Proben siehe auch Anlage 30)

Definition des "Korrosionsgrades II"

Bild 15 :

Proben von 4 übereinanderliegenden Spannstählen, die an der Außenfläche des nördlichen Längssteges entnommen wurden, nach Entfernen der Hüllrohre

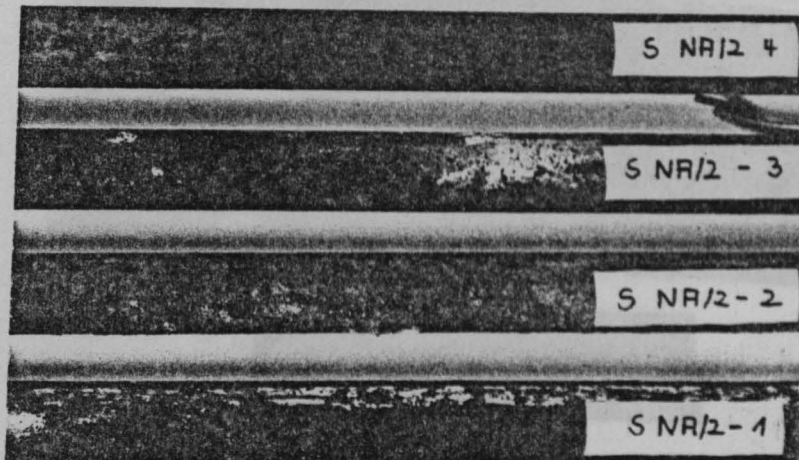


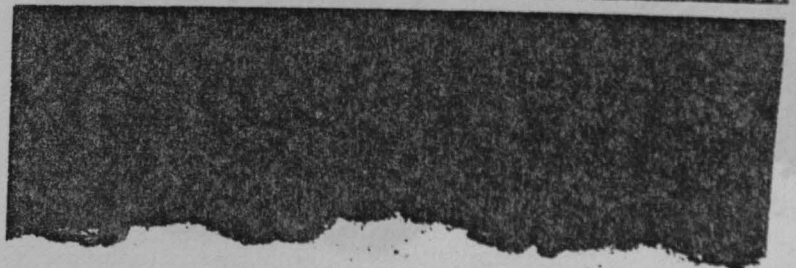
Bild 16 :

ca. 5,5-fache Vergrößerung der Stahloberfläche (Ausschnitt)



Bild 17 :

ca. 30 -fache Vergrößerung des Stahlquerschnittes (Ausschnitt)



Der Stahl liegt im Bild unten.

Augenscheinliche Beurteilung ausgebauter Spannstahlproben (Entnahmestellen der Proben siehe auch Anlage 30)

Definition des "Korrosionsgrades III"

Bild 18 :

Probe eines Spannstahles aus der Fahrbahnplatte zwischen den Längsstegen (in Feldmitte) mit nicht verpreßtem Hüllrohr

fläche des nördlichen Längssteges entnommen wurde (siehe auch Bild 15 auf Anlage 23)

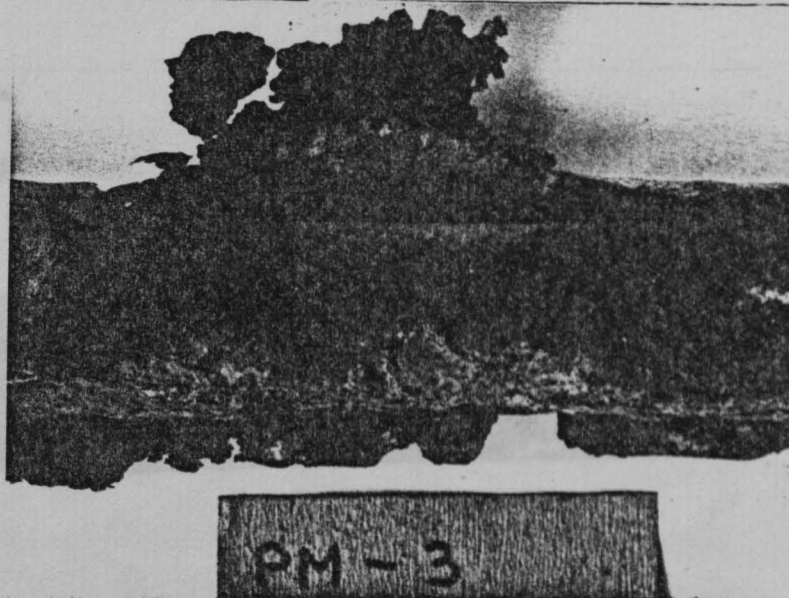


Bild 19 :

ca. 5,5-fache Vergrößerung der Stahloberfläche (Ausschnitt)



Bild 20 :

Hüllrohrprobe eines Spanngliedes, das aus der Fahrbahnplatte zwischen den Längsstegen entnommen wurde (siehe auch Bild 16 auf Anlage 24)

Bild 20 :

ca. 30 -fache Vergrößerung des Stahlquerschnittes (Ausschnitt)



Der Stahl liegt im Bild unten

Augenscheinliche Beurteilung ausgebauter Spannstahlproben

Bild 23 :

in der Fahrbahnplatte
freigelegter Span-
stahl mit nicht ver-

Bild 21 : Hüllrohr

Hüllrohrprobe eines Spann-
gliedes, das an der Außen-
fläche des nördlichen Längs-
steges entnommen wurde
(siehe auch Bild 15 auf
Anlage 23)



S NR/2 - 4

Bild 24 :

Detail zu Bild 23

Bild 22 :

Hüllrohrprobe eines Spann-
gliedes, das aus der Fahr-
bahnplatte zwischen den
Längsstegen entnommen wur-
de (siehe auch Bild 18
auf Anlage 24)



Augenscheinliche Beurteilung ausgebauter Spannstahlproben

Bild 23 :

in der Fahrbahnplatte
freigelegter Spann-
stahl mit nicht ver-
preßtem Hüllrohr
(die im Bild erkenn-
baren Wasserlachen
haben keinen Ein-
fluß auf die dargestell-
ten Korrosionsschäden)

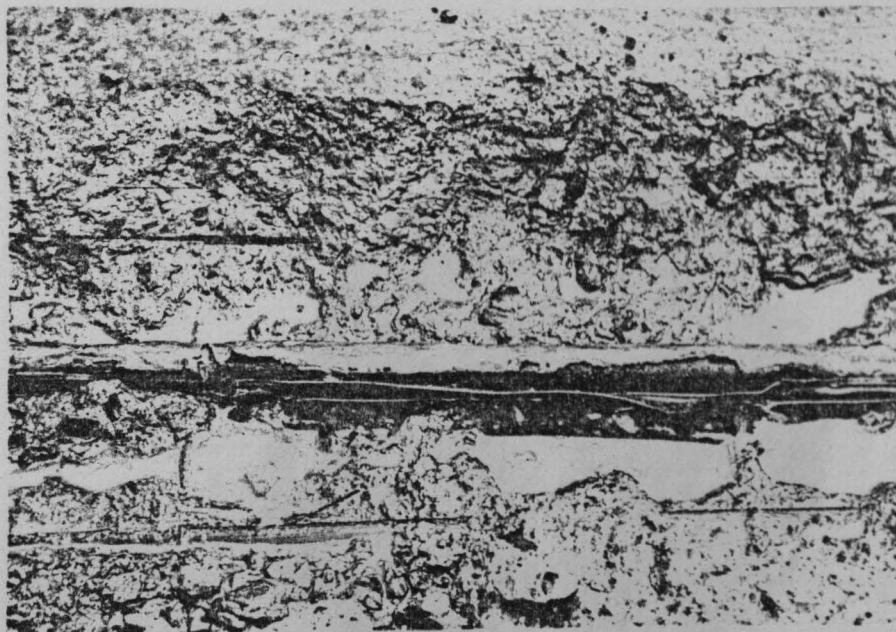
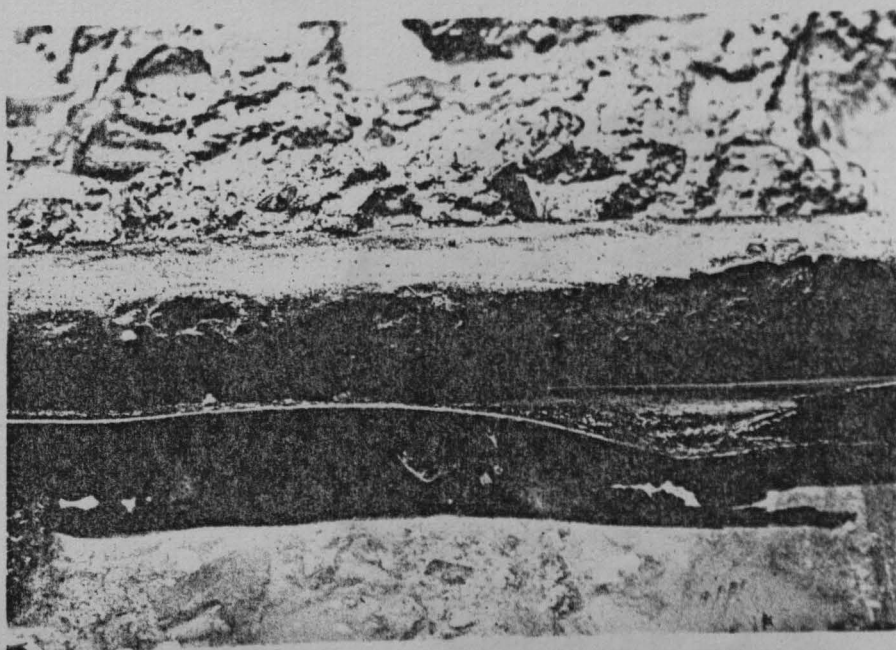


Bild 24 :

Detail zu Bild 23



Bruchflächen von Spannstahlproben beim statischen Zugversuch

Ergebnisse der Zugversuche (Zerreißversuche) siehe Anlage 18,
Definition des Korrosionsgrades nach Anlage 22 bis 24

Bild 25 : Bruchbild einer

typisches Bruchbild einer
Stahlprobe mit Korrosions-
schäden des Grades I und
Grades II bei ca. 2,8-facher
Vergrößerung; Bruchausgang
in Querschnittsmitte, am
Rande Scherlippen

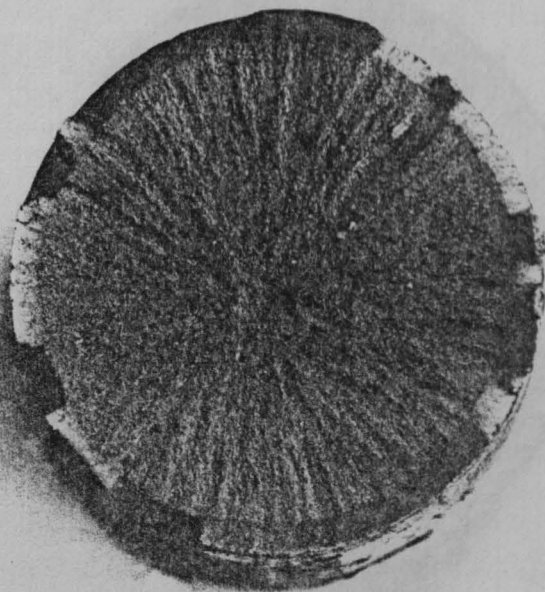


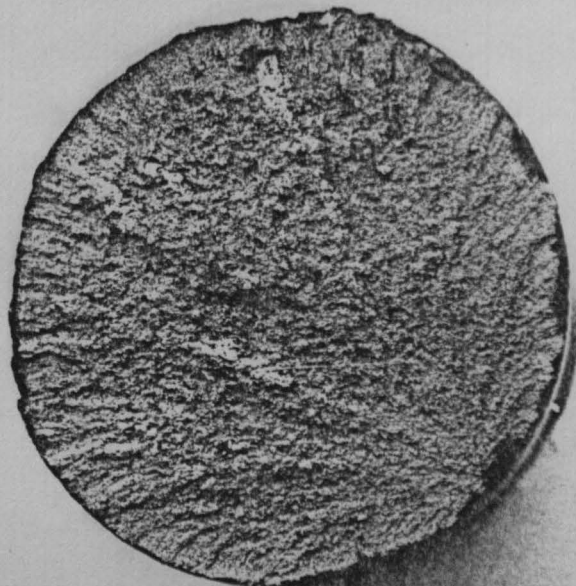
Bild 26 :

typisches Bruchbild einer
beim Dauerschwellversuch ge-
brochenen Spannstahlprobe mit
Korrosionschäden des Grades III;

Bild 26 :

typisches Bruchbild einer
Stahlprobe mit Korrosions-
schäden des Grades III bei
ca. 2,8-facher Vergrößerung;
Bruchausgang von einer Loch-
fraßstelle (unten rechts im
Bild)

Die "hellen Streifen" ent-
standen nach Beendigung des
Versuches



Bruchflächen von Spannstahlproben beim Dauerschwellversuch

Ergebnisse der Dauerschwellversuche siehe Anlage 19

Definition des Korrosionsgrades nach Anlage 22 bis 24

Bild 27 :

typisches Bruchbild einer
beim Dauerschwellversuch
gebrochenen Spannstahl-
probe mit Korrosionsschäden
des Grades II; Rostnarbe am
Bruchausgang (unten im Bild)

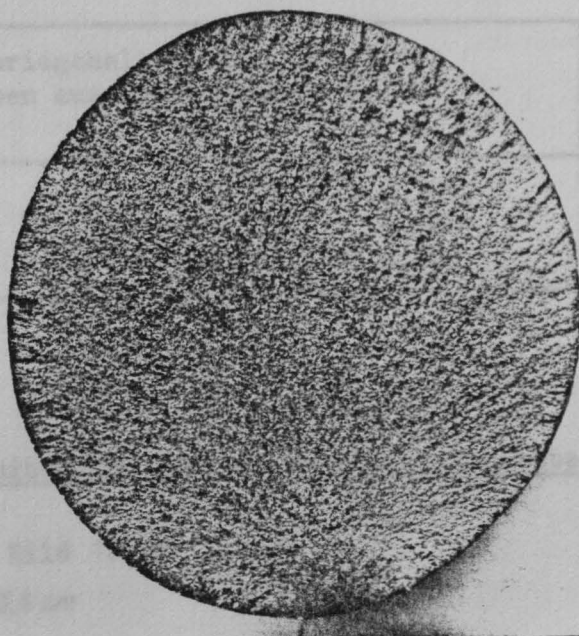
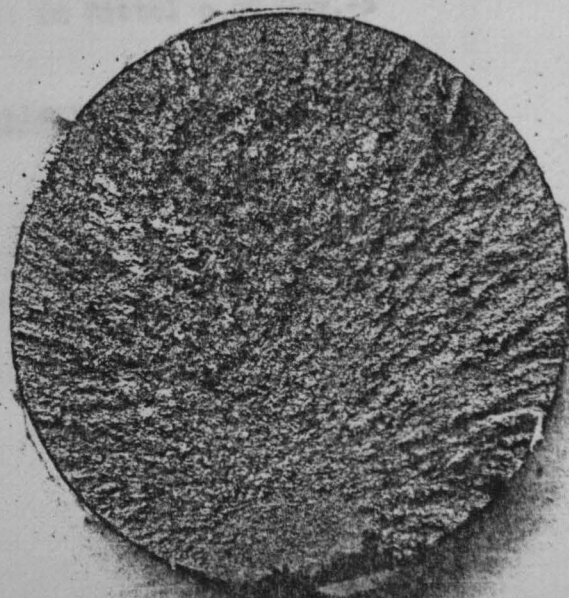


Bild 28 :

typisches Bruchbild einer
beim Dauerschwellversuch ge-
brochenen Spannstahlprobe mit
Korrosionsschäden des Grades III;
Lochfraßstelle am Bruchausgang
(unten im Bild)



Stichprobenweise Überprüfung des Chloridgehaltes im Beton der Fahrbahnplatte und im Einpreßmörtel von Spanngliedern in Fahrbahnmitte

1. Chloridgehalt im Beton der Fahrbahnplatte in Abhängigkeit von der Tiefe unter der Oberfläche der Stahlbetonplatte

Der Chloridgehalt (Gew% Cl^- bezogen auf das Gewicht des bei 105° C bis zur Gewichtskonstanz getrockneten Betons) wurde in verschiedenen Höhenlagen der aus der Fahrbahnplatte entnommenen Bohrkerne bestimmt; und zwar aus dem Innern der Kerne, so daß eine Beeinflussung infolge des Bohrvorganges ausgeschlossen werden kann.

Höhenlage der Schicht bezogen auf die Fahrbahn- oberfläche	Chloridgehalt in Gew.-% bei den Proben aus dem Bohrkern +)		
	4	8	12
0 bis 3 cm	0,113	0,374	0,247
3 cm bis 6 cm	0,009	0,251	0,188
6 cm bis 9 cm	0,006	0,139	0,128

+) Lage der Bohrkerne siehe Anlage 8

2. ergänzende Messungen an einer Stelle im mittleren Bereich der Fahrbahnplatte (Meßstelle PM3 nach Anlage 39)

Spannstahl mit Korrosionsgrad III, siehe Bild 18 auf Anlage 24

Betonüberdeckung bis Oberkante Hüllrohr 5,6 cm

Chloridgehalt im Beton in Höhe des Spanngliedes 0,30 Gew.-%

Rostprodukte auf der Stahloberfläche: 0,93 Gew.-%

3. Chloridgehalt des Einpreßmörtels (Spannglied aus der Fahrbahnplatte)

bei 9 cm Betonüberdeckung des Spanngliedes: im Mittel 0,09 Gew.-%

4. Chloridgehalt im Beton der nördlichen Kragplatte ca. 50 cm vom Bordstein (siehe Anlage 1) entfernt

Höhe unter Oberkante	cm	2	3,5	8	13	20
Chloridgehalt	Gew.-%	0,248	0,117	0,079	0,065	0,015

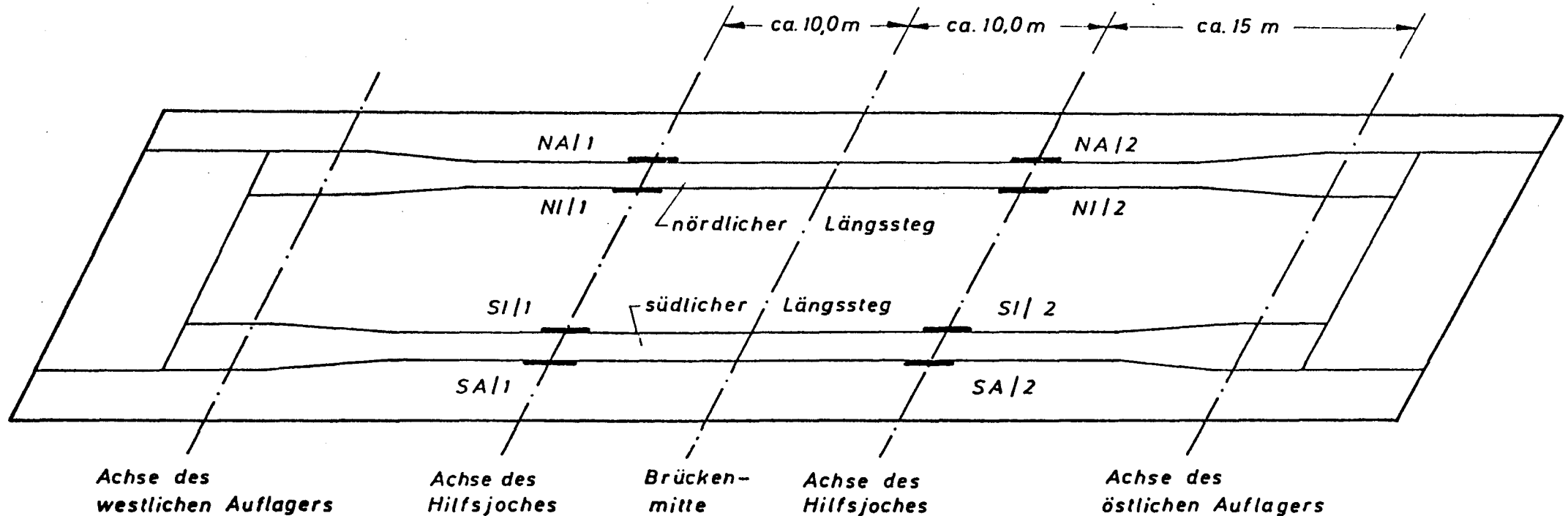
Rückdehnungsmessungen an Spanngliedern in den Längsstegen (äußere Lage)

Lage der Meßstellen (siehe auch Anlage 31 bis 34)

es bedeuten z.B. NA/1 : nördlicher Längssteg, Außenfläche, Meßstelle 1

SI/2 : südlicher Längssteg, Innenfläche, Meßstelle 2

(teilweise auch mit SNA/1 und SSI/2 gekennzeichnet,
d.h. zusätzlicher Index S für "Steg")



Rückdehnungsmessungen an den Spanngliedern im Längssteg (äußere Lage)

Meßstelle SA/1: Außenfläche des südlichen Längssteges, ca. 11,60 westlich von der Brückenmitte (teilweise auch mit SSA/1 bezeichnet)

Lage der Spannglieder im Längssteg

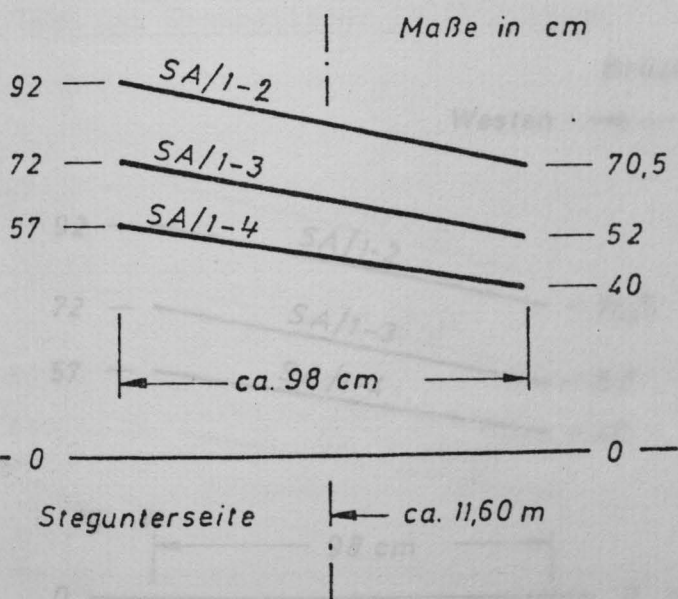


Bild 29 : bereichsweise freigelegte Spannglieder bei SA/1, seitliche Betonüberdeckung ca. 8 cm bis 10 cm

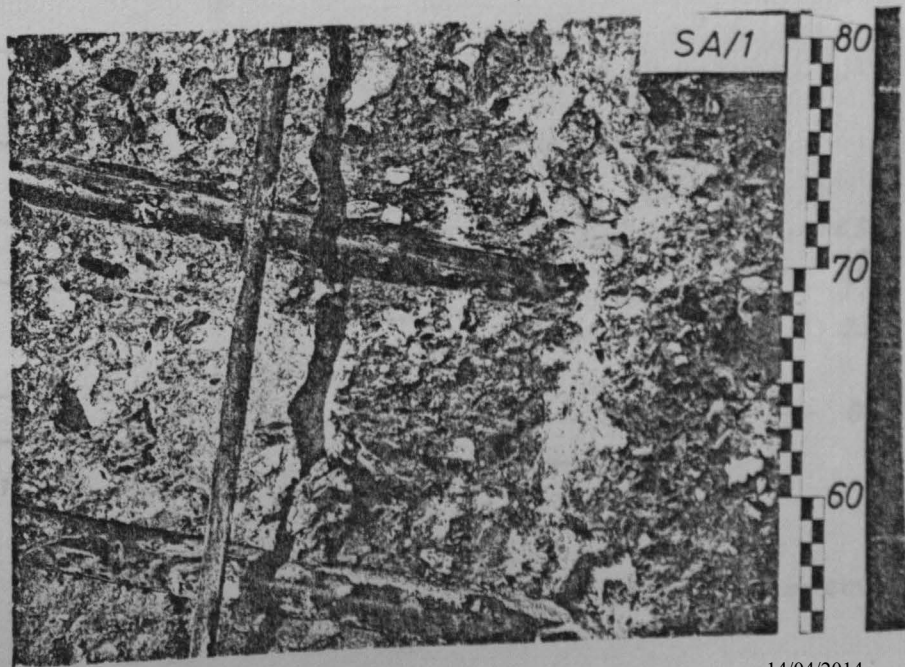
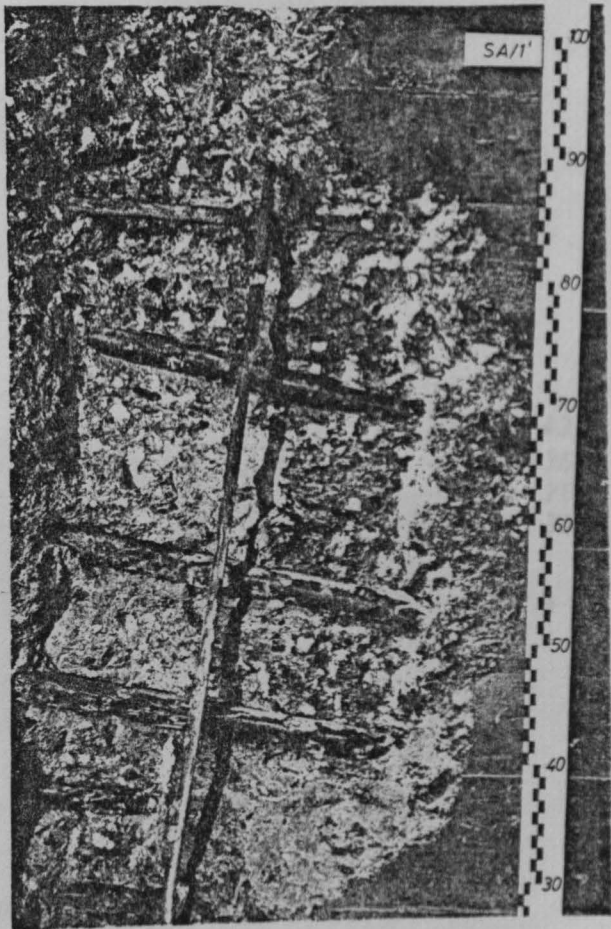


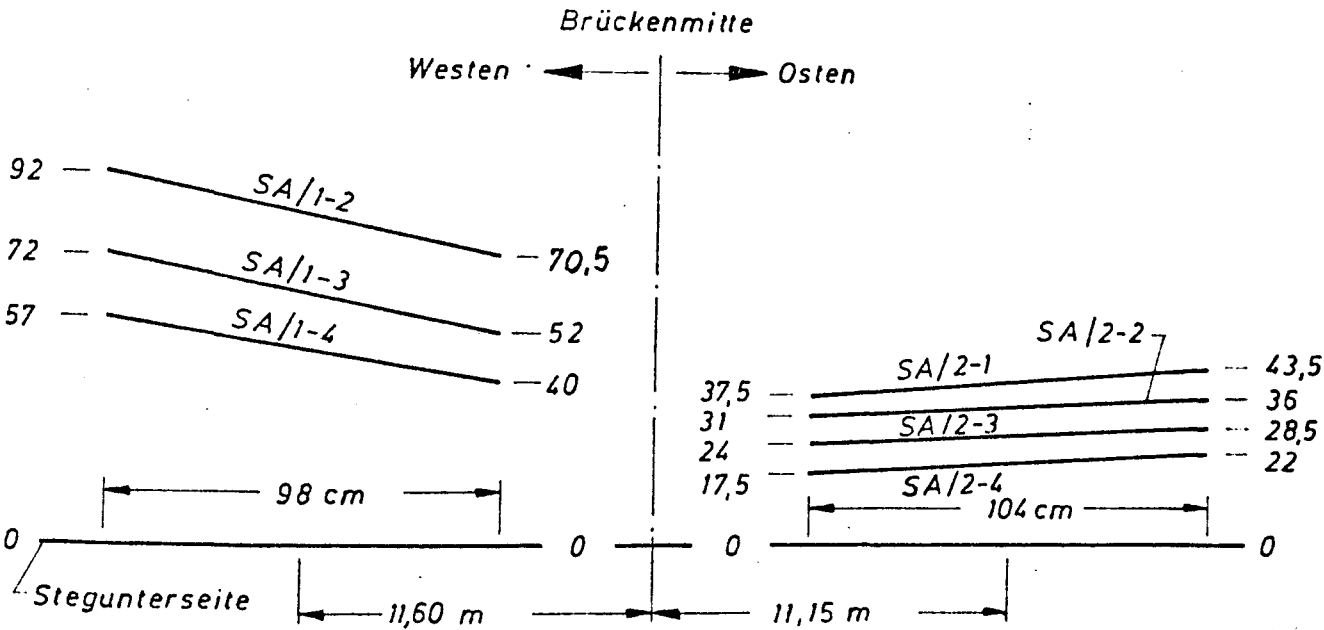
Bild 30 : Detailaufnahme zu Bild 29 (der Maßstab zählt von Unterkante Steg)

Rückdehnungsmessungen an den Spanngliedern im Längssteg (äußere Lage)

Lage der Spannglieder im Längssteg

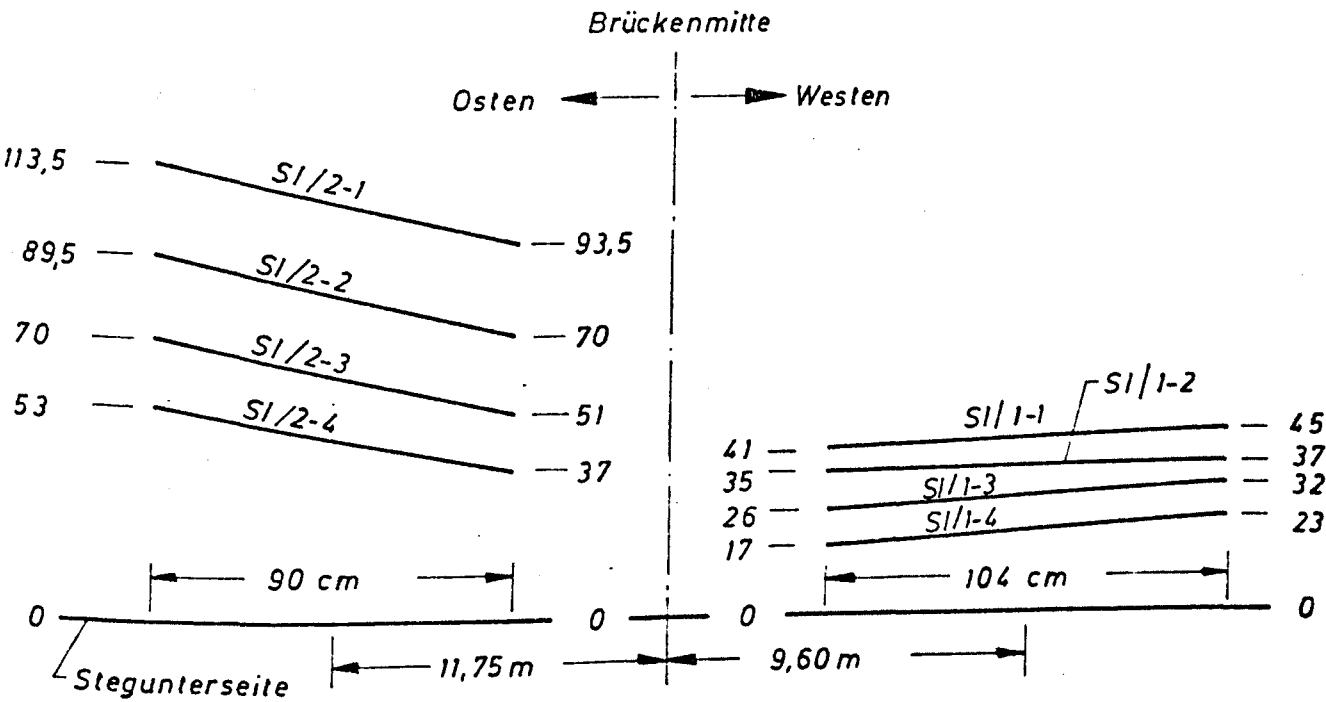
Meßstelle SA/1

Meßstelle SA/2



Meßstelle SI/2

Meßstelle SI/1



Maße oberhalb der Stegunterseite in cm

Rückdehnungsmessungen an den Spanngliedern im Längssteg (äußere Lage)

Meßstelle NA/2 : Außenfläche des nördlichen Längssteges, ca. 11,40 m östlich von der Brückenmitte (teilweise auch mit SNA/2 bezeichnet)

Lage der Spannglieder im Längssteg:

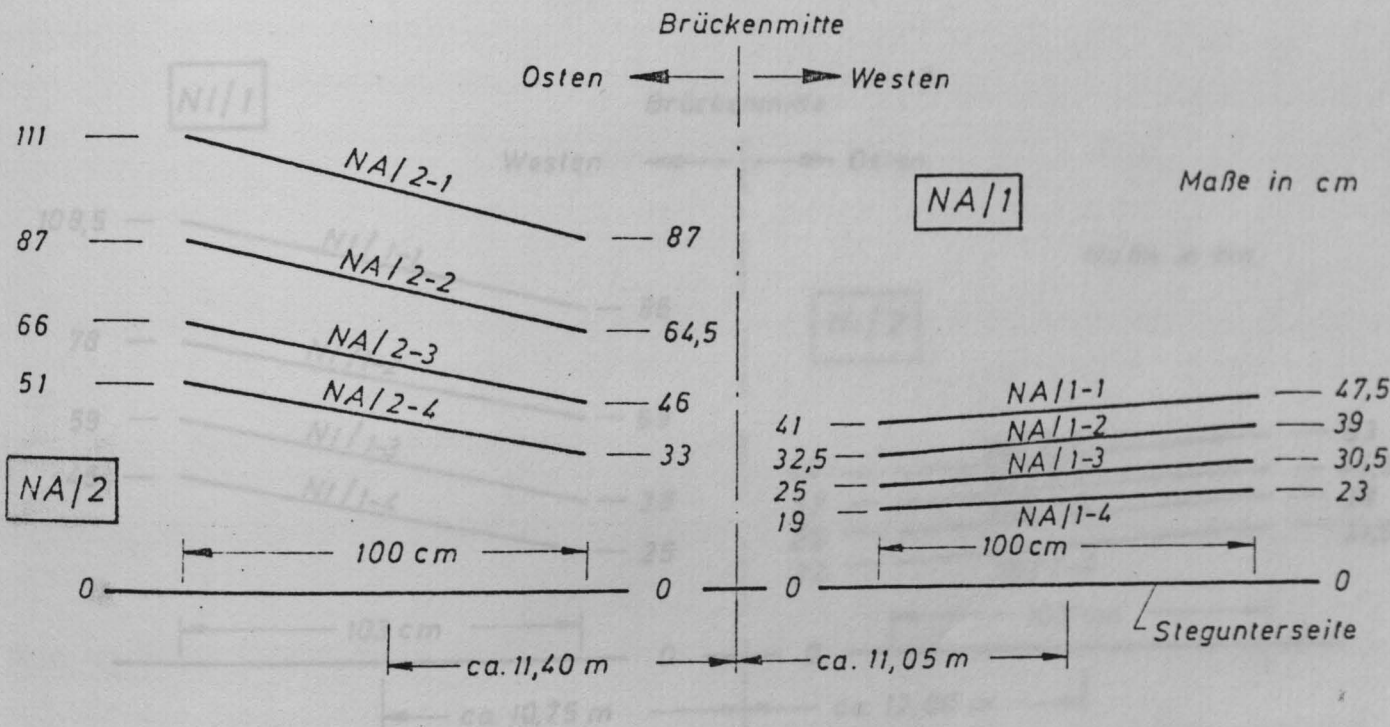


Bild 31 :

Rückdehnungsmessungen an den 4 übereinanderliegenden Spannstählen. Die Dehnmeßstreifen sind mit einer Dichtungsmasse abgedeckt. Oben rechts im Bild ist ein Loch mit ca. 24 mm ϕ gebohrt, um im Betoninnern die Temperatur messen zu können.



Rückdehnungsmessungen an den Spanngliedern im Längssteg (äußere Lage)

Meßstelle NI/1 : Innenfläche des nördlichen Längssteges, ca. 10,75 m westlich von der Brückenmitte (teilweise auch mit SNI/1 bezeichnet)

zeichnet)

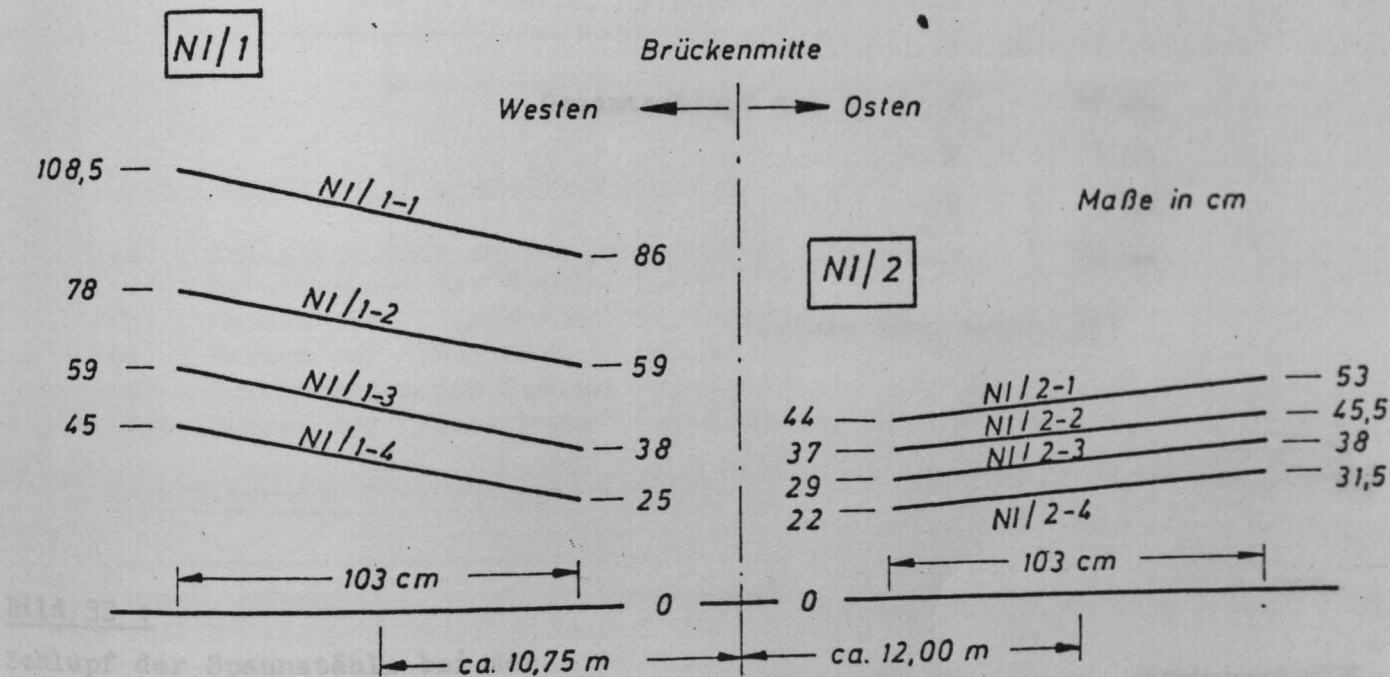
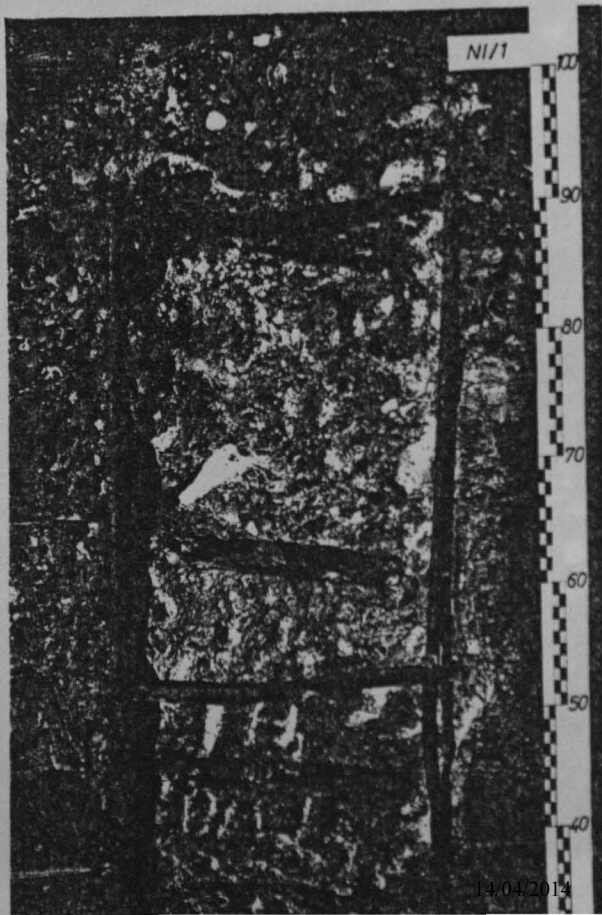


Bild 32 :
Schlupf der Spannstäbe
Meßstelle NI/2 nach einseitigem
Durchtrennen der Spannglieder.
nach dem Durchtrennen bei NI/2
wurden bei der Meßstelle NI/2
und NI/1 die "Rückdehnungen"
gemessen.
(Dicke des Trennblattes ca. ...)

Bild 32 :

Meßstelle NI/1 während des Frei-
legens der Spannglieder (der Maß-
stab zählt von Unterkante Steg)



Rückdehnungsmessungen an den Spanngliedern im Längssteg (äußere Lage)

Meßstelle NI/2 : Innenfläche des nördlichen Längssteges, ca. 12,00 m östlich von der Brückenmitte (teilweise auch mit NI/2 bezeichnet)

Gesamtschlupf bei NI	- 1	:	48 mm
	- 2	:	35 mm
	- 3	:	4 mm
	- 4	:	52 mm

2. Durchführung der Rückdehnungsmessungen

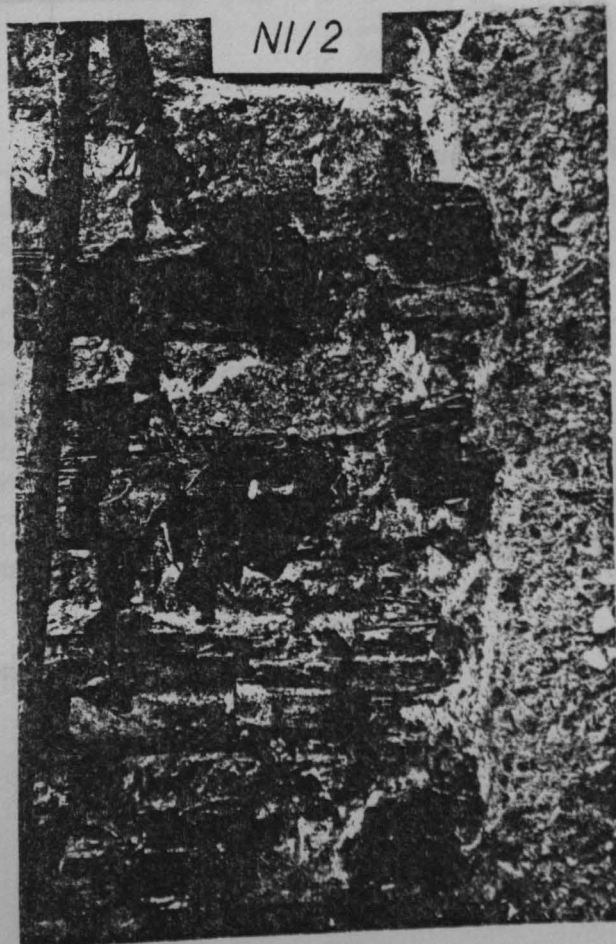
- (a) : Nullablesungen an den freigelegten Stellen
- (b) : Durchtrennen des Stahles bei 2
- (c) : Messen der "Rückdehnung" bei NI/2 (siehe auch Anlage 34)
- (d) : Messen der "Rückdehnung" bei NI/1
- (e) : Durchtrennen des Stahles bei 1
- (f) : Messen der "Rückdehnung" bei NI/2

3. Ergebnisse der Rückdehnungsmessungen

Bild 33 :

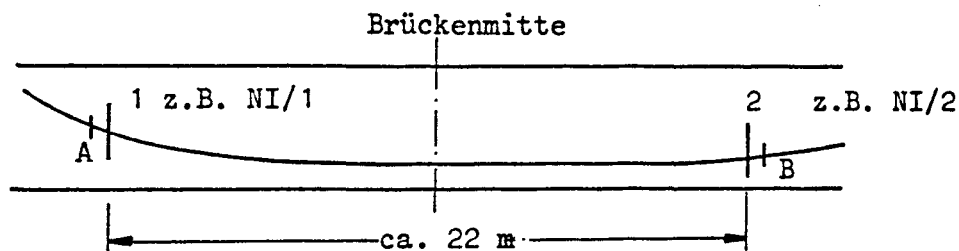
Schlupf der Spannstähle bei der Meßstelle NI/2 nach einseitigem Durchtrennen der Spannglieder. Nach dem Durchtrennen bei NI/2 wurden bei der Meßstelle NI/2 und NI/1 die "Rückdehnungen" gemessen.

(Dicke des Trennblattes ca. 3 mm). Die Größe des Schlupfes ist ein Maß für die Güte der Verfüllung mit Einpreßmörtel.



Ergebnisse der Rückdehnungsmessungen an den Spannstählen der Längsstege
(äußere Lage an der Innen- und Außenfläche)

1. schematische Darstellung der Meßstellen



2. Durchführung der Rückdehnungsmessungen

- (a) : Nullablesungen an den freigelegten Stählen bei 1 und 2
- (b) : Durchtrennen des Stahles bei B
- (c) : Messen der "Rückdehnung" bei Meßstelle 2
- (d) : Messen der "Rückdehnung" bei Meßstelle 1
- (e) : Durchtrennen des Stahles bei A
- (f) : Messen der "Rückdehnung" bei Meßstelle 1

3. Ergebnisse der Rückdehnungsmessungen

Meß- stelle	Spann- stahl	Spannungsabfall +) in kp/cm^2 bei Meßstelle ++)							
		SA/1	SA/2	SI/1	SI/2	NI/1	NI/2	NA/1	NA/2
(c)	1		2500		1900		2200		2050
	2		1700		2400		2250		2700
	3		2100		1800		2050		1600
	4		2800		2400		2600		2400
(d)	1	+++)		100		1450		2700	
	2	100		2050		1550		2500	
	3	2050		150		100		1550	
	4	1800		50		1650		2450	
(f)	1	-		2700		1500		2750	
	2	2150		2550		1600		2550	
	3	2100		2650		2150		1550	
	4	1850		2700		1650		2450	

+) aus den ermittelten "Rückdehnungen" mit $E = 2.100\,000\,\text{kp/cm}^2$ berechnet

++) siehe Anlage 32 bis 34

+++) nur bei Meßstelle 1 durchtrennt und gemessen

Ergebnisse der Rückdehnungsmessungen an den Spannstählen der Längsstege (äußere Lage an der Innen- und Außenfläche)

Schlupf der Spannstähle beim Durchtrennen in Abhängigkeit von der Verfüllung der Hüllrohre mit Einpreßmörtel

Meßstelle	Stahl Nr.	Länge des +) abgetrennten Spannstahles	Hüllrohr mit Einpreßmörtel verfüllt bei		Spannungsabfall beim 2. Durchtrennen bei ../1	Gesamtschlupf (1 mm Meßgenauig- keit)
			../2	../1		
-	-	m			kp/cm ²	mm
SA	1	23,70	nein	- ++)	- ++)	56 ++)
	2		ja	ja	2050	5
	3		nein	nein	50	54
	4		nein	nein	50	60
SI	1	22,20	ja	ja	2600	4
	2		nein	nein	500	49
	3		ja	ja	2500	- +++)
	4		nein	ja	2650	- +++)
NI	1	23,70	nein	nein	50	48
	2		nein	nein	50	35
	3		ja	ja	2050	4
	4		nein	nein	0	52
NA	1	23,40	nein	nein	50	52
	2		nein	nein	50	52
	3		nein	nein	0	23
	4		nein	nein	0	53

+) angegeben ist die horizontale Projektion

++) Spannglied bei Meßstelle SA/1-1 nicht freigelegt

+++) Schlupf nicht ermittelt

Anmerkung: bei nicht verfüllten Hüllrohren wurde in jedem Fall an der Stahloberfläche Korrosion festgestellt.

Zahl der verpreßten und nicht verpreßten Spannglieder in einem Querschnitt des südlichen Längssteges ca. 4,0 m von der Brückenmitte entfernt.

1. Lage der Meßstellen (freigelegte Lage)

in dem untersuchten Querschnitt waren folgende Spannglieder

- verpreßt : o
- nicht verpreßt : x

(Die schlaaffe Bewehrung ist nicht dargestellt)

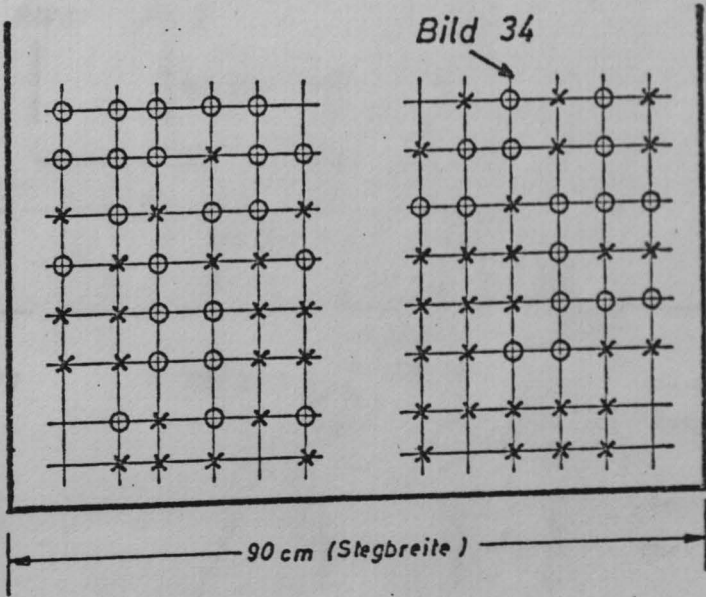
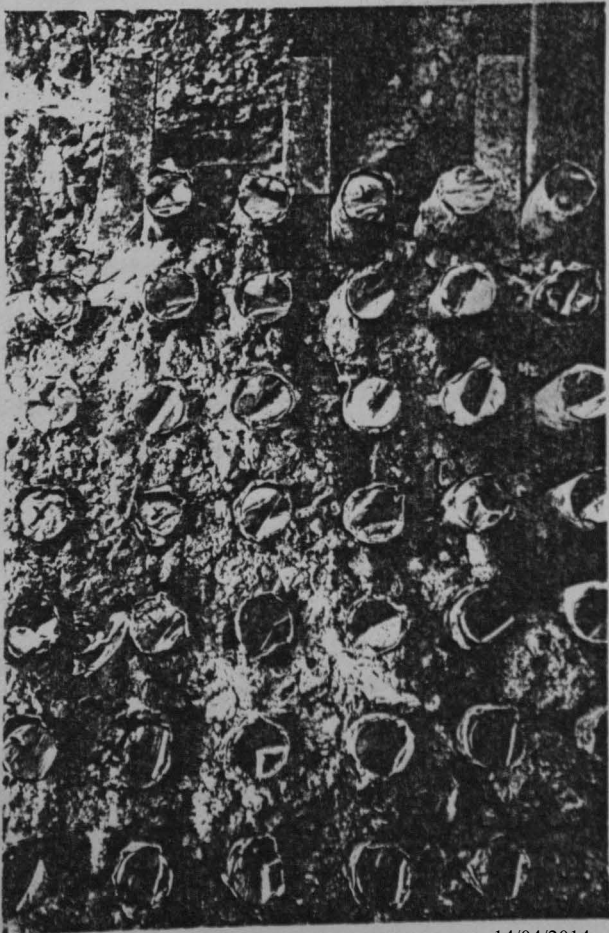


Bild 34 :

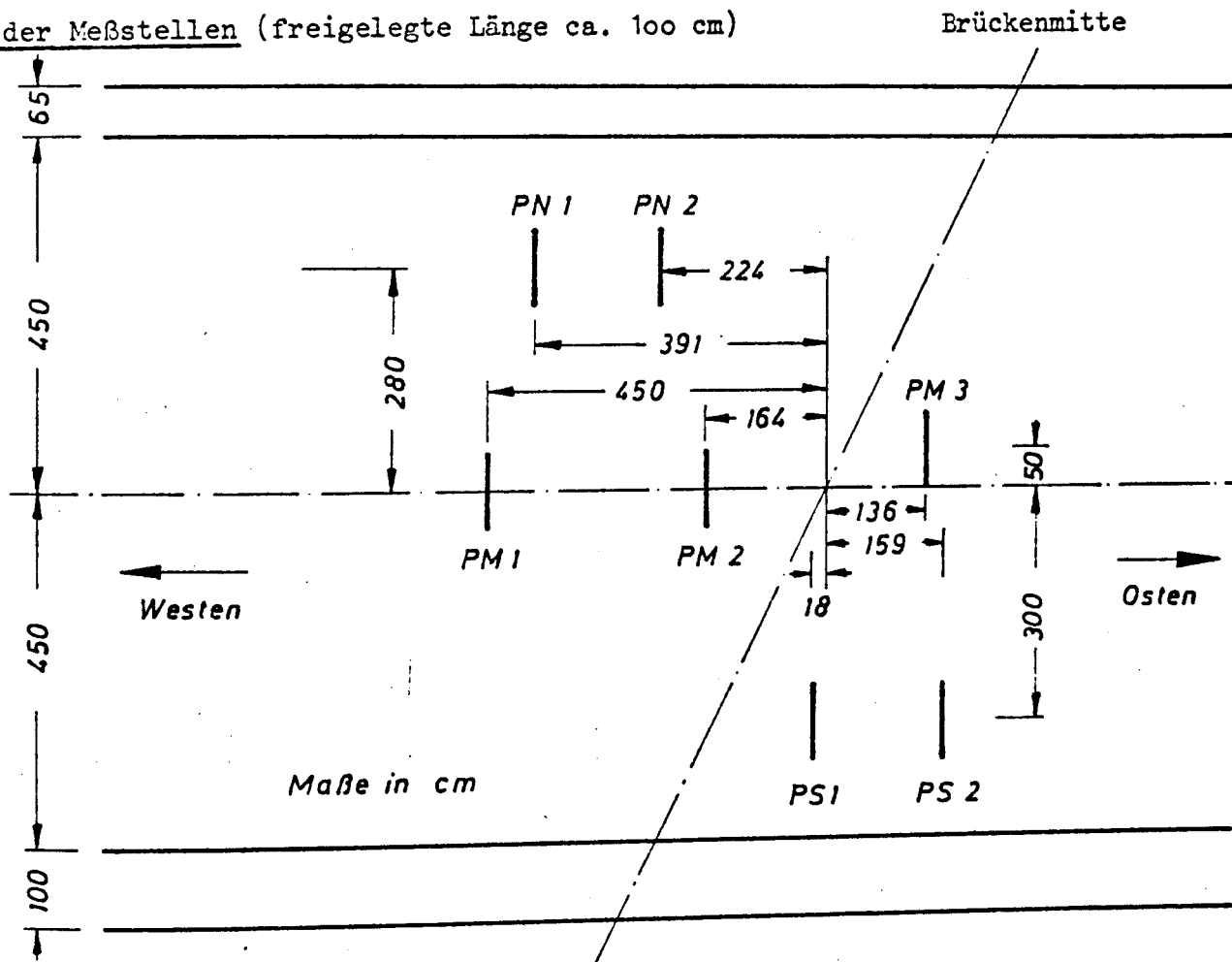
Detailaufnahme zu der obigen Skizze; die nicht verpreßten Hüllrohre sind mit einem roten Kreuz markiert.

Die Auflockerungen des Betongefüges am rechten und unteren Bildrand entstanden während der Stemmarbeiten.



Rückdehnungsmessungen an Spannstählen in der Fahrbahnplatte
(obere Betondeckung 5,5 cm bis 9,0 cm)

1. Lage der Meßstellen (freigelegte Länge ca. 100 cm)



2. Durchführung der Rückdehnungsmessungen

- (a) Nullablesungen an den freigelegten Stählen
- (b) Durchtrennen der Stähle beidseits der Dehnmeßstreifen
- (c) Ablesen der "Rückdehnung"

3. Ergebnisse der Rückdehnungsmessungen

Meßstelle	Spannungsabfall ^{+) in kp/cm² bei}		
	PN	PM	PS
1	3000	3800	2900
2	2900	3900	2700
3	-	3500	-

Anmerkung: Die Spannglieder waren an den untersuchten Stellen mit Ausnahme von PM3 verpreßt; der Schlupf betrug einheitlich 3 mm bis 4 mm (beim 1. Durchtrennen)

Der Abstand der Spanngliedachse von Oberkante Fahrbahn betrug bei PN 95 mm, bei PM 75 mm, bei PS 100 mm (Mittelwerte)

Spanngliedkopplung (Muffenstoß)

Spanngliedkopplung (Muffenstoß)

Bild 35 : Muffenstoß mit teilweise freigelegtem Hüllrohr

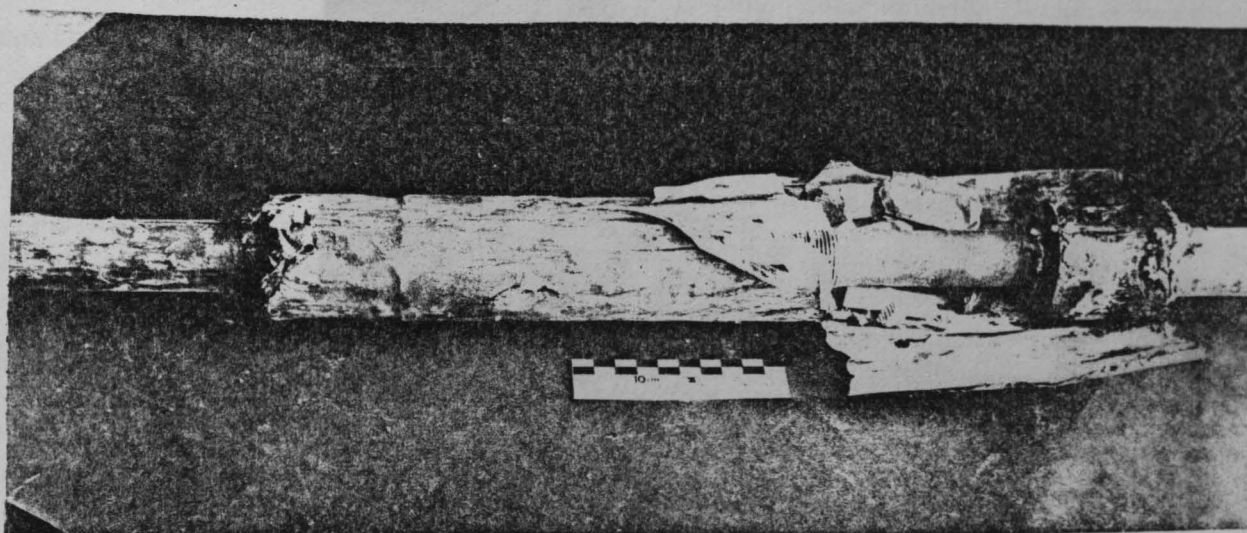
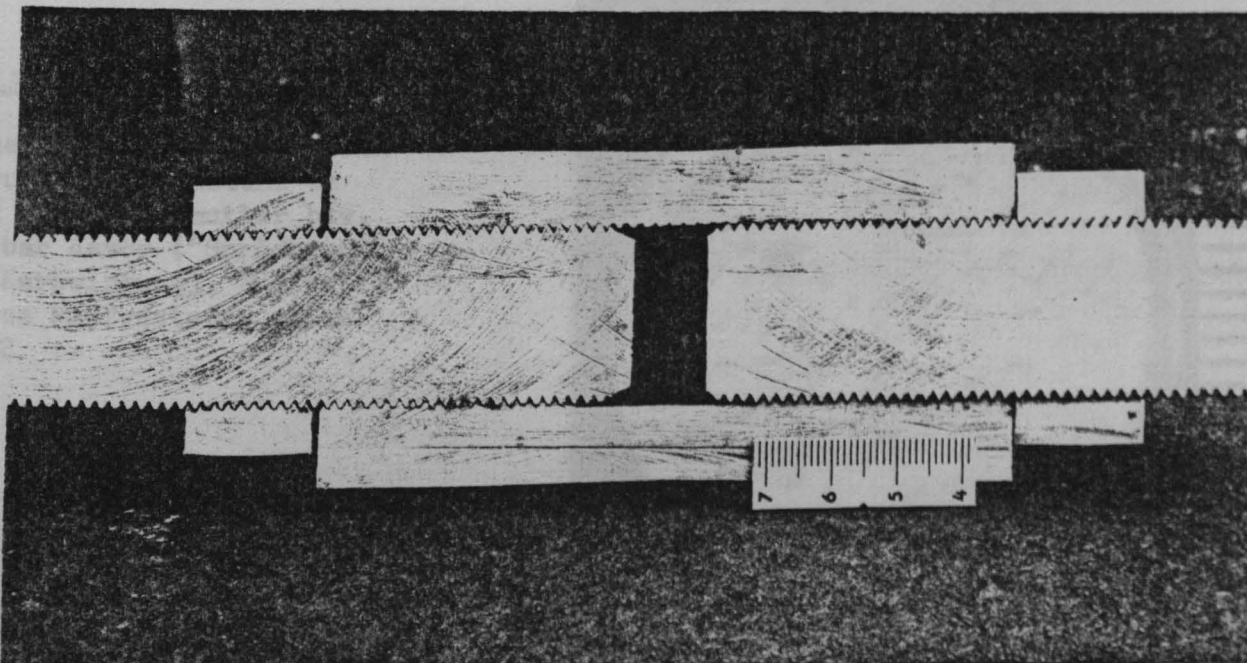


Bild 36 : Schnitt durch den Muffenstoß: Spannstahl mit aufgeschnittenem Gewinde, Kontermutter, ca. 105 mm lange Gewindemuffe (Rohrwandung ca. 12 mm dick)



Spanngliedkopplung (Muffenstoß): Zugversuch am Muffenstoß unter Gebrauchslast

Spanngliedkopplung (Muffenstoß)

1. Versuchsdurchführung: Es wurden 4 Muffenstoße an Zugversuchsmaschinen geprüft (siehe Bild 37 auf Anlage 40). Die Zuglasten lagen zwischen 120 kN und 140 kN. Der Bruch erfolgte bei einer Zuglast von ca. 120 kN. (Übergang zum ungeschwächten Spannglied)

Entsprechend dem Zulassungsbescheid vom 27. Mai 71 für die Gebrauchslast von 45 kN und anschließend die Zuglast der aus der Verlängerung resultierenden Muffenstoß lag, berechnet

2. Untersuchungsergebnisse

Probe Nr.	Verlängerung Maßstabsverhältnis $\sigma = 4500$
-	mm
1	2,43
2	2,38
3	2,34
4	2,36

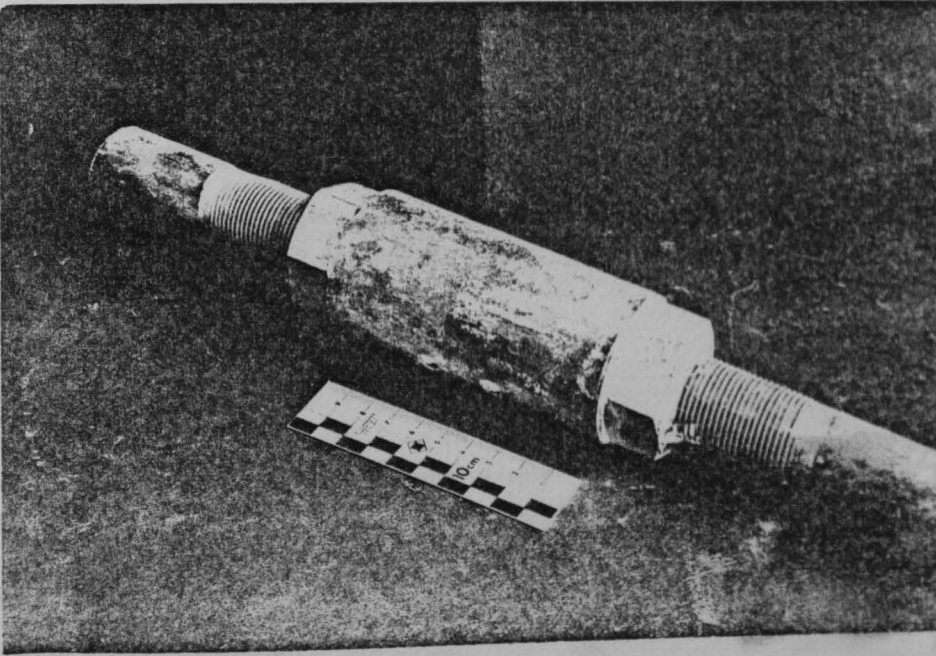


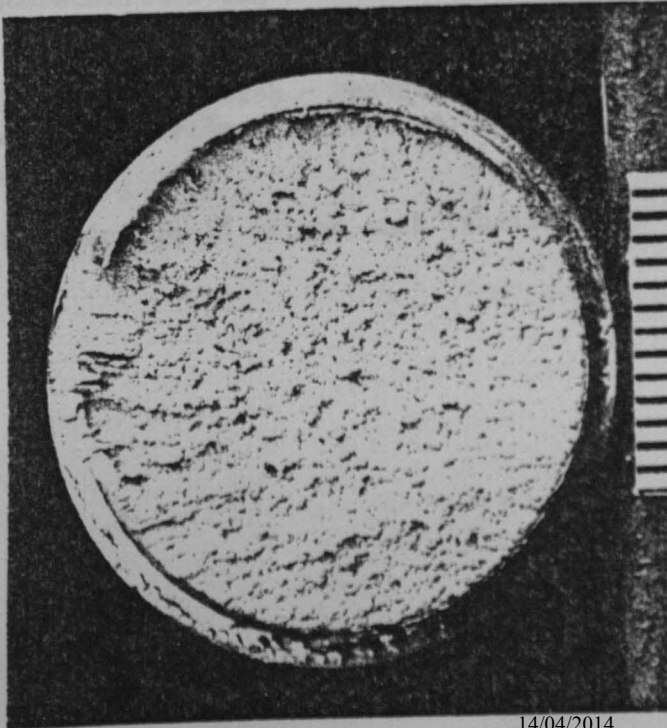
Bild 37 : Blick auf den Muffenstoß nach Entfernen des Hüllrohres und des Einpreßmörtels (siehe auch Bild 35 auf Anlage 40)

Anmerkungen:

Der Istdurchmesser des ungeschwächten Spannglieds beträgt 26,3 mm.

Bild 38 :

statischer Zugversuch am Muffenstoß, Bruch im Spannstahl am Übergang zur Kontermutter bzw. unmittelbar davor ("Sprödbbruch" infolge Kerbwirkung), Zugfestigkeiten des Muffenstoßes siehe Anlage 42



Spanngliedkopplung (Muffenstoß): Zugfestigkeit und Schlupf unter Gebrauchslast

1. Versuchsdurchführung: Es wurden 4 wahllos entnommene Spanngliedkopplungen geprüft (siehe Bild 37 auf Anlage 41). Die freie Prüflänge zwischen den Einspannbacken betrug ca. 120 cm. Der Abstand zwischen dem Beginn der Schraubgewinde (Übergang zum ungeschwächten Querschnitt) lag bei ca. 24 cm.

Entsprechend dem Zulassungsbescheid für den GEWI-Muffenstoß (Zulassungsbescheid vom 27. Mai 71 für die Schraubmuffenverbindung) wurde der Schlupf unter der Gebrauchslast von 45 00 kp/cm² - d.h. der zulässigen Spannkraft - ermittelt und anschließend die Zugfestigkeit des Muffenstoßes bestimmt. Der Schlupf wurde aus der Verlängerung einer 30 cm langen Meßstrecke, die mittig über dem Muffenstoß lag, berechnet.

2. Untersuchungsergebnisse

Probe Nr.	Verlängerung der Meßstrecke bei $\sigma = 4500 \text{ kp/cm}^2$	Schlupf bei einer Haltezeit von 30 Minuten	bleibende Verlängerung nach Entlastung	Zugfestigkeit (Ist- ϕ)
-	mm	mm	mm	kp/cm ²
1	2,43	0,01	0,07	10 350
2	2,38	0,03	0,07	10 200
3	2,34	0,02	0	10 250
4	2,06	0,02	0,03	10 500

Anmerkungen:

Der Istdurchmesser des ungeschwächten Querschnittes lag zwischen 26,2 mm und 26,3 mm.

Für $\sigma = 4500 \text{ kp/cm}^2$ und $E = 2 \text{ 100 000 kp/cm}^2$ ergibt sich - bezogen auf den ungeschwächten Istquerschnitt - rechnerisch eine Verlängerung von ca. 0,65 mm. Bruchursache siehe Bild 38 auf Anlage 41.

Die Zugfestigkeit des Spannstahles lag nach Anlage 18 (siehe auch Tabelle 2 im Bericht) im Mittel bei 11 050 kp/cm².

Spannglied-Endverankerung

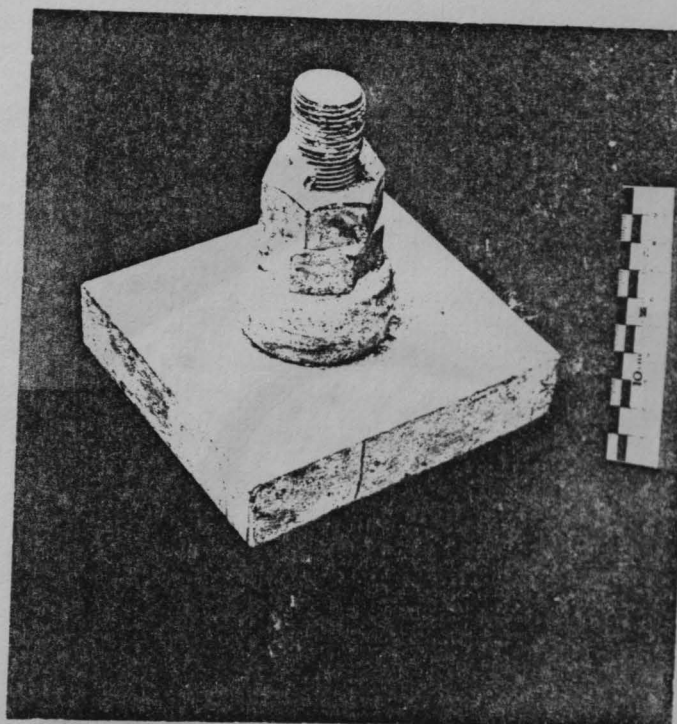
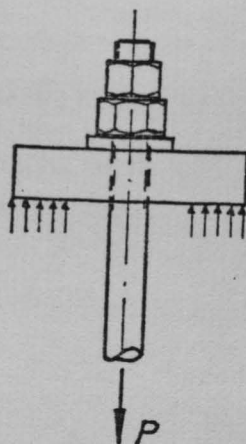
Bild 39 :

Endverankerung an der Verankerungsseite (mit angeschweißter Unterlegscheibe)

Abmessungen der quadratischen Ankerplatte:

Breite : 145 mm

Dicke : 28 mm bis 32 mm



Versuchsdurchföhrung zur Bestimmung der Zugfestigkeit der Endverankerung

Es wurden 4 wahllos entnommene Endverankerungen unter statischer Belastung geprüf. Im folgenden sind Spannungen bezogen auf den Nennquerschnitt (ϕ 26 mm) angegeben (Zugfestigkeit des Spannstahles nach Anlage 18 im Mittel 11 050 kp/cm²)

Probe Nr.	Zugfestigkeit	Bemerkungen
-	kp/cm ²	-
1 2 +)	10 400 11 050	Bruch nach Bild 40 Herausziehen des Stahles aus den Muttern
3 4	9 950 9 910	Bruch nach Bild 40 Bruch nach Bild 40

+) Verankerungsseite, sonst Spannseite

Spannglied-Endverankerung

Bild 40 :

statischer Zugversuch an der Endverankerung, Draufsicht auf Bruch im Spannstahl zwischen Spannmutter und Unterlegscheibe (siehe Bild 39 auf Anlage 43), "Sprödbbruch" infolge Kerbwirkung

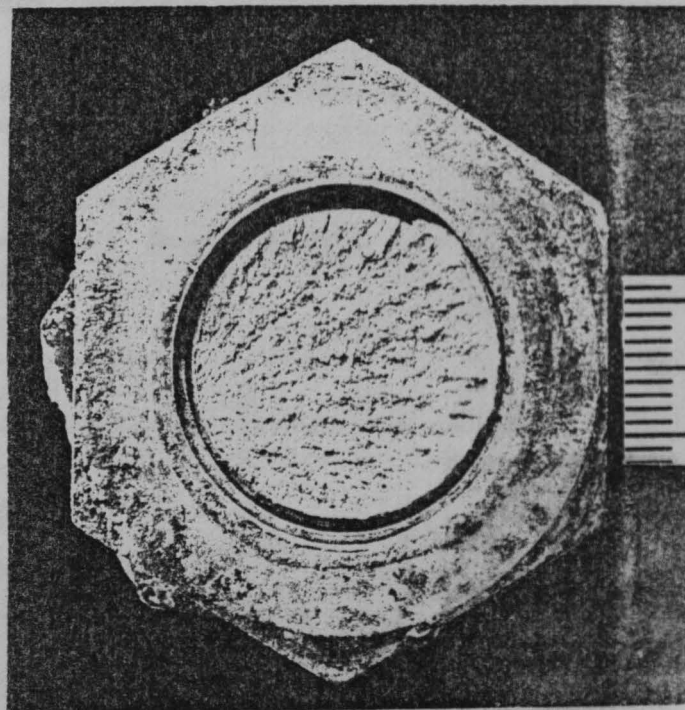
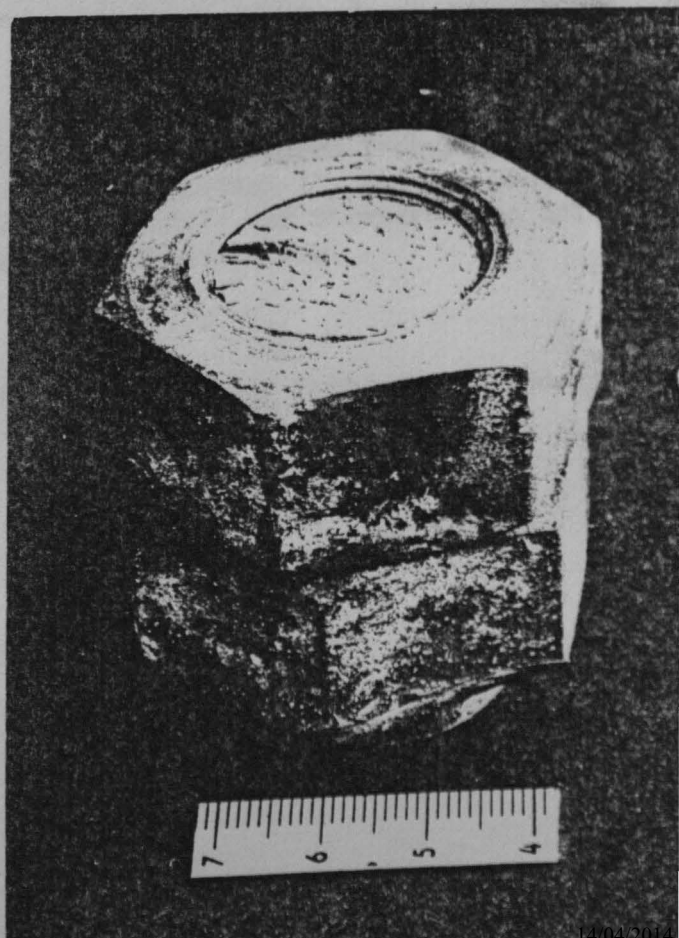


Bild 41 :

Ansicht zu Bild 40 mit Spannmutter und Kontermutter (unten)



Schlaffe Bewehrung: stichprobenweise Bestimmung der G6teeigenschaften ausgebauter Proben (bezogen auf den Istdurchmesser)

Nach Angaben der statischen Berechnung aus dem Jahre 1950 sollte f6r die schlaffe Bewehrung der Haupttr6ger (L6ngsstege) und der Fahrbahnplatte ein Betonstahl II verwendet werden.

An 4 wahllos ausgebauten Proben des Rundstahles mit 18 mm Durchmesser wurden die nachstehend aufgef6hrten G6teeigenschaften ermittelt.

Probe Nr.	Ist-durchmesser +)	Streckgrenze σ_S	Zugfestigkeit σ_B	Bruchdehnung δ_{10}	Brucheinschn6rung ψ
-	mm	kp/cm ²	kp/cm ²	%	%
1	18,3	2970	3660	35	64
2	18,3	2980	3990	33	63
3	18,1	3900	5940	23	52
4	18,1	3630	5540	22	21
Anforderungen nach DIN 1045, Ausgabe 1943 (Stand Juli 51) f6r einen Rundstahl ≤ 18 mm ϕ					
Betonstahl I		≥ 2200	3400..5000	≥ 18	-
Betonstahl II		≥ 3600	5000..6200	≥ 20	-

+) aus dem Gewicht berechnet

Die Probe Nr. 1 wies starke Oberfl6chenkorrosion auf, die 6brigen Proben waren "blank". Die Probe Nr. 3 besa6 ein Walzzeichen f6r Betonstahl II. Bei der Probe Nr. 4 trat der Bruch im Bereich einer Besch6digung infolge der Stemmarbeiten beim Abbruch ein, daher die vergleichsweise geringe Brucheinschn6rung.

Anmerkung: Die Pr6fungsergebnisse deuten darauf hin, da6 die Proben Nr. 1 und Nr. 2 aus Betonstahl I bestanden.

Untersuchungsbericht

- Teilbericht -

Nr. 11.403 - Bö/Ss -

11. Ausfertigung

Antragsteller:

Der Bundesminister für Verkehr
StB 9/3 - Ie - 9127 T 69

53 Bonn 1

Antrag vom: 26.8.69 Zeichen: F.A.11.403 Eingang: 2.9.69

Inhalt des Antrages:

Durchführung von Untersuchungen beim Abbruch der
Spannbetonbrücke über den Mittellandkanal bei Wenden
zur Ermittlung von Materialkennwerten (Betondruck-
festigkeit, Zustand der Spannglieder, verbliebene
Restvorspannung)

Die Untersuchungen wurden vom Niedersächsischen
Landesverwaltungsamt - Straßenbau - veranlaßt.
(Schreiben E 5 - 55/94.10/91 v. 8.5.69)

Der Untersuchungsbericht umfaßt 10 Blatt und 21 Anlagen.

Der Untersuchungsbericht, dessen einzelne Blätter und Anlagen mit dem Instituts-
siegel versehen sind, darf nur ungekürzt veröffentlicht oder vervielfältigt werden;
auszugsweise Veröffentlichung bedarf der schriftlichen Genehmigung.

Dieser Bericht enthält nur die Untersuchungsergebnisse, die beim Abbruch des Trag-
werkes für die Richtungsfahrbahn Berlin-Hannover (nördlicher Überbau) gewonnen wur-
den.

1. Zweck und Umfang der Untersuchungen

In dem Untersuchungsbericht Nr. 72/11 266 BÖ/Ss vom 12.12.1972 ist über die Ergebnisse der Untersuchungen während und nach dem Abbruch des vorgespannten Tragwerkes für die Richtungsfahrbahn Hannover-Berlin (südlicher Überbau) der Autobahnbrücke über den Mittellandkanal bei Wenden berichtet. Der Abbruch des gleichausgebildeten Tragwerkes für die Richtungsfahrbahn Berlin-Hannover (nördlicher Überbau) im Frühjahr 1973 wurde dazu benutzt, ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung

1. der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons sowie der Relation zwischen Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul,
2. des Verfüllungsgrades der Spannglieder mit Einpreßmörtel,
3. der Festigkeitseigenschaften der Spannstähle und schlaffen Bewehrung unter statischer und dynamischer Beanspruchung (Spannglieder mit und ohne Einpreßmörtel)

durchzuführen. Im einzelnen erstreckte sich unsere Tätigkeit auf:

1. die Prüfung von Bohrkernen, die aus zwei seitlich des Kanales lagernden ca. 6,0 m langen Teilstücken der Längsträger stammten, auf Druck- und Spaltzugfestigkeit sowie auf Verformungsverhalten (E-Modul);
2. die Prüfung von Bohrkernen, die aus zwei ca. 1,40 m breiten ins Institut eingelieferten Teilstücken der Fahrbahnplatte zwischen den Längsträgern stammten, auf Druck- und Spaltzugfestigkeit sowie auf Chloridgehalt;
3. die augenscheinliche Beurteilung von Spanngliedern (d.h. der Spannstähle und der Hüllrohre) in einem ca. 6,0 m langen Teilstück eines Längsträgers, der aus dem Bereich bei $l/2$ stammte und nach Einlieferung ins Institut zerlegt wurde;
4. die Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von Spannstahlproben, die aus dem "Längsträgerfuß" nach 3. stammten, unter statischer und dynamischer Beanspruchung;
5. die Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von gesondert eingelieferten Spanngliedkopplungen und -endverankerungen unter statischer und dynamischer Beanspruchung;
6. die Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von schlaffen Bewehrungsstäben unter statischer und dynamischer Beanspruchung.

Einzelheiten über die Querschnittsausbildung und die Abmessungen des Brückentragwerkes sowie über die Spanngliedführung in den beiden Längsträgern enthalten die Anlagen zu dem o.g. Untersuchungsbericht Nr. 72/ 11 266.

Aus den zur Einsicht vorgelegten Bauakten geht hervor, daß die bauausführende Firma

1. die Spannglieder in der Zeit vom 10.2. bis 23.2.1951 herstellte,
2. die Betonierarbeiten vom 15.3. bis 20.3.1951 durchführte und
3. die Längsspannglieder vermutlich unmittelbar nach Beendigung des Vorspannens mit Einpreßmörtel verfüllte.

2. Güteeigenschaften des Überbau-Betons

2.1 Druckfestigkeit und E-Modul von während der Bauzeit angefertigten Probekörpern

Im Alter von 28 Tagen wurden offensichtlich keine Probewürfel auf Druckfestigkeit geprüft. Soweit aus den zur Einsicht vorgelegten Prüfungszeugnissen des Niedersächsischen Materialprüfamtes, Institut für Bauingenieurwesen der TH Hannover, hervorgeht, wurden die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul im Prüfalter von ca. 10 Monaten und ca. 24 Monaten ermittelt. Anlage 1 enthält eine Zusammenstellung der wichtigsten Angaben aus diesen Prüfungszeugnissen; demnach wurden ein Portlandzement PZ 325 verwendet und 1% Plastiment zugegeben. Im Alter von ca. 10 Monaten ergaben sich folgende Werte:

Druckfestigkeit (10 Würfel)	438 kp/cm ² bis 682 kp/cm ² ,
Elastizitätsmodul (5 Prismen)	ca. 381 000 kp/cm ² .

Der Elastizitätsmodul wurde als Sehnenmodul für eine Druckbeanspruchung von Null bis 120 kp/cm² bestimmt; die heutige Prüfnorm DIN 1048, Blatt 3, schreibt ein anderes Prüfschema vor (siehe hierzu die Angaben auf Anlage 5). Nach der statischen Berechnung wurde als Betongüte ein B 450 gefordert; der Berechnung lag als Elastizitätsmodul $E = 400\,000 \text{ kp/cm}^2$ zugrunde.

2.2 Festigkeit und Verformungsverhalten des Bauwerksbetons im Alter von ca. 22 Jahre

Soweit aus den Bauakten hervorgeht, betonierte man den aus den beiden Längsträgern und der Fahrbahnplatte bestehenden Überbau in einem Arbeitsgang, wobei einzelne Raumbefugen (Schwindfugen) nachträglich geschlossen wurden.

An zwei Abschnitten, die aus den Feldmitten der Längsträger stammten und seitlich des Kanals lagerten, wurden im Februar/März 1973 jeweils 3 Bohrkern mit ca. 10 cm Durchmesser durch Horizontalbohrung entnommen und an herausgesägten Teilproben (siehe hierzu die Skizze auf Anlage 2) die Druckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit und der Elastizitätsmodul bestimmt. Die Prüfungen erfolgten in Anlehnung an

DIN 1048, Blatt 2 (Entwurf 9.72) und
DIN 1048, Blatt 3 (Entwurf 3.72).

Die Untersuchungsergebnisse sind auf den Anlagen 2 sowie 4 und 5 zusammengestellt.

Aus jedem der beiden ca. 1,40 m breiten ins Institut eingelieferten Teilstücke der Fahrbahnplatte (siehe Pkt.1) wurden außerdem 3 Bohrkerne mit ca. 10 cm Durchmesser durch Vertikalbohrung entnommen. Die Druckfestigkeiten der aus diesen Bohrkernen herausgesägten Teilproben sind auf Anlage 3 zusammengestellt.

2.3 Zusammenfassende Auswertung und Gegenüberstellung (Druckfestigkeit u. E-Modul)

Die grafische Darstellung auf Anlage 4 zeigt, in welchen Grenzen die an den insgesamt 12 Bohrkernen ermittelten Druck- und Spaltzugfestigkeiten schwanken; der Einfluß der unterschiedlichen Entnahmerichtung (horizontal-vertikal) auf die Größe der Festigkeiten kann dabei aufgrund der vorliegenden Erfahrungen unberücksichtigt bleiben. Man erkennt in dieser Darstellung außerdem, daß die Relation zwischen Spaltzugfestigkeit und Druckfestigkeit den Untersuchungsergebnissen von BONZEL entspricht (siehe BONZEL: Über die Spaltzugfestigkeit des Betons, Zeitschrift beton, Heft 3 u. 4, und Betonkalender 1973, Teil 2).

Tabelle 1 enthält eine Gegenüberstellung der im Alter von ca. 10 Monaten an den Probewürfeln und im Alter von ca. 22 Jahren an den Bohrkernen ermittelten Druckfestigkeiten. Wie im einzelnen auf den Anlagen 2 bis 4 erläutert, wurde dabei die an den Bohrkernproben ermittelte Zylinderfestigkeit nach LEWANDOWSKI auf die einem Würfel mit 20 cm Kantenlänge entsprechende Druckfestigkeit umgerechnet.

T a b e l l e 1 : Würfeldruckfestigkeit im Alter von ca. 10 Monaten und Bauwerksfestigkeit im Alter von ca. 22 Jahren, Sollgüte B 450 (siehe auch Anlage 1 und Anlage 4)

Zahl der Einzelproben	Würfeldruckfestigkeit in kp/cm^2		
	Streubereich	Mittelwert	Standardabweichung s +)
Probewürfel bei der Prüfung im Alter von ca. 10 Monaten			
10	438 ... 682	~ 560	~ 75 (13,6)
Bohrkernproben ++) bei der Prüfung im Alter von ca. 22 Jahren			
24 +++)	690 ... 1100	~ 895	~ 110 (12,4)

+) Variationsquotient v in % in ()

++) nach LEWANDOWSKI berechnete Würfeldruckfestigkeit, siehe Anlage 2

+++) aus 6 verschiedenen Bohrkernen

Die Festigkeitszunahme des Betons von ~ 560 kp/cm^2 (Prüfung im Alter von ca. 10 Monaten) auf ~ 895 kp/cm^2 im Alter von ca. 22 Jahren läßt sich nicht allein durch die Festigkeitszunahme des verwendeten Zementes PZ 325 deuten; u.E. streute die Betonzusammensetzung der einzelnen Mischungen stark (Zementmenge bzw. W/Z-Wert günstiger als bei den Probewürfelmischungen).

An den Bohrkernproben wurde nach DIN 1048, Blatt 3 (Entwurf 3.72) als Mittelwert des Druck-Elastizitätsmoduls

$$E = 421\,000\text{ kp/cm}^2$$

bestimmt. Wertet man die Verformungsmessungen entsprechend dem Prüfungsschema aus, das im Jahre 1952 verwendet wurde, ergibt sich aufgrund der Bohrkernprüfungen für eine Druckbeanspruchung bis 120 kp/cm^2 als "E-Modul" ein Wert von ca. $370\,000\text{ kp/cm}^2$. Der entsprechende Wert, der an den gesondert hergestellten Prismen im Alter von ca. 10 Monaten ermittelt wurde, lag nach Anlage 1 bei $\sim 381\,000\text{ kp/cm}^2$.

2.4 Chloridgehalt des Fahrbahnbetons im Alter von ca. 22 Jahren

Der Beton der ca. 31 cm bis 32 cm dicken quervorgespannten und unmittelbar befahrenen Fahrbahnplatte war gut verdichtet; eine gesonderte Verschleißschicht wurde nicht festgestellt. Die Zuschlagkörner bis 30 mm Größtkorn ragten ca. 2 mm aus dem umgebenden Zementstein. An der Plattenoberseite betrug die mittels des Phenolphthaleintest stichprobenweise bestimmte Karbonatisierungstiefe ca. 3 mm; örtlich wurden — in der Nähe poröser Zuschlagkörner — Werte bis 8 mm gemessen. Die oberliegenden Querspannglieder hatten oberhalb des Hüllrohres noch eine Betondeckung von mindestens 8 cm.

An drei Bohrkernen, die aus den ins Institut eingelieferten ca. 1,40 m breiten Teilstücken stammten, wurde der Chloridgehalt des Betons in verschiedenen Höhenlagen unterhalb der Fahrbahnoberfläche bestimmt. Eine genaue Zuordnung der Entnahmestellen zur Lage in der Fahrbahnplatte (Fahrspur bzw. Überholspur) war wegen fehlender Kennzeichnung der Teilstücke nachträglich nicht möglich. Die Untersuchungsergebnisse sind im einzelnen auf Anlage 6 aufgeführt. Die oberste ca. 2 cm dicke Betonschicht war stark mit Chlorid angereichert. In einer Tiefe von mindestens 10 cm wurde kein Einfluß des von oben eindringenden Streusalzes mehr festgestellt. Zur Orientierung sind die Einzelergebnisse nach Anlage 6 nachstehend zusammengefaßt.

Höhenlage unterhalb Oberkante Fahrbahn	Chloridgehalt in Gew.-% (bezogen auf das Betongewicht)
0 bis 2 cm	0,32 bis 0,36
10 cm	ca. 0,02

3. Augenscheinliche Beurteilung von ausgebauten Spannglied-Abschnitten

3.1 Längsspannglieder

Im mittleren Bereich der Stützweite waren die insgesamt 88 Spannglieder (System DYWIDAG) nahe der Unterseite des Längsträgers in 8 Lagen angeordnet. Der lichte Abstand zwischen den Hüllrohren betrug nach beiden Richtungen ca. 3,0 cm. Die seitliche Betondeckung lag zwischen 3,5 cm und 4,5 cm, die untere bei ca. 3,0 cm. Die Skizze auf Anlage 7 zeigt für den mittleren Bereich der Stützweite 1 schematisch

die Spanngliedeanordnung mit der mittigen Rüttelgasse. Zusätzlich zu den Spanngliedern waren in jedem Längsträger noch 6 Betonstähle, ϕ 26 mm, angeordnet.

An einem ca. 6,0 m langen Teilstück, das etwa bei $l/2$ aus einem Längsträger stammte, wurden nach der Einlieferung ins Institut die 88 Spannglieder und die schlaaffe Bewehrung freigelegt und näher untersucht.

Der Beton hatte bis auf eine Fehlstelle an einer unteren Ecke (siehe Bemerkung auf Anlage 7) ein dichtes Gefüge. Die Zwischenräume zwischen den Hüllrohren waren wie das Bild auf Anlage 8 beispielhaft zeigt, einwandfrei mit Beton verfüllt.

Auf der untersuchten Teilstrecke von ca. 6,0 m waren 16 der insgesamt 88 Spannglieder mit Einpreßmörtel verfüllt (siehe die Skizze auf Anlage 7), die übrigen 72 Hüllrohre waren unverfüllt. Bei den verfüllten Spanngliedern befanden sich die Spannstähe mit 26 mm Durchmesser nicht mittig im Hüllrohr. Sie lagen teilweise linienförmig an der Innenwandung an; in den übrigen Fällen betrug die Überdeckung mit Einpreßmörtel einseitig nur 1 mm bis 2 mm. Die Tabelle auf Anlage 15 enthält nähere Angaben. Bild 6 auf Anlage 16 zeigt beispielhaft die Lage eines Spannstahtes im verfüllten Hüllrohr.

Nach dem Freilegen der Spannglieder und dem Auftrennen der Hüllrohre wurden die Beschaffenheit der Hüllrohre und der Spannstähe augenscheinlich beurteilt (siehe z.B. Bild 9 auf Anlage 17). Die Korrosionsschäden auf der Oberfläche der Spannstähe wurde dabei entsprechend der Fotografien auf den

Anlagen 22 bis 24 unseres Untersuchungsberichtes Nr.72/11 266

als Korrosionsgrad I, II bzw. III klassifiziert. Die Innenwandung der Hüllrohre wies teilweise keine Korrosionsschäden auf ("blank"); teilweise war sie flächig angerostet, vereinzelt hatte sich der Rost durch die gesamte Blechdicke gefressen. Zur Kennzeichnung des Grades der Korrosionsschäden an der Innenwandung der Hüllrohre dienen im folgenden die Bilder 13 bis 16 auf Anlage 19.

Die Ergebnisse der augenscheinlichen Beurteilung der Längsspannglieder sind auf Anlage 15 tabellarisch zusammengestellt. Es ließen sich insgesamt 7 Gruppen unterscheiden, die folgende Extreme einschließen:

1. Der Einpreßmörtel umhüllt den Spannstaht allseitig, wobei die Dicke jedoch einseitig geringer war als an der gegenüberliegenden Seite. Die Innenwandung des Hüllrohres war "blank" (glänzend), der Spannstaht wies keine Korrosionsschäden auf.
- ⋮
7. Das Hüllrohr war nicht mit Einpreßmörtel verfüllt und von innen nach außen flächig durchgerostet. Der Spannstaht wies starke Oberflächenkorrosion mit Lochfraßstellen auf (Korrosionsgrad III).

Die am Beton anliegende Außenwandung der Hüllrohre war "blank", selbst wenn die Innenwandung flächig angerostet war. Da diese Tatsache auch für die im Bauwerksinnern liegenden Spannglieder gilt, müssen die Korrosionsschäden durch die zum

Zeitpunkt der Bauausführung im Hüllrohr befindliche Feuchtigkeit und durch den vorhandenen Luftsauerstoff verursacht sein. Die Bilder auf Anlage 18 zeigen anschaulich, wie sich die Korrosionsschäden von innen nach außen ausbreiteten.

Ein als Eckstab angeordneter Betonstahl II (siehe Anlage 7) wies auf ca. 4,0 m Länge im Bereich von Fehlstellen im Beton starke Korrosionsschäden auf, wie man auf Bild 8 der Anlage 17 erkennen kann. Sonst war die Oberfläche der schlaffen Bewehrungsstäbe "blank". - Nur in diesem Einzelfall wurden die Korrosionsschäden durch Medien, die nachträglich aus der Außenluft eindringen, verursacht.

3.2 Querspannglieder

Die augenscheinliche Beurteilung beschränkte sich auf die 16 Spannglieder, die sich in den beiden ins Institut eingelieferten ca. 1,40 m breiten Teilstücken befanden. Oberhalb der Hüllrohre betrug die Betondeckung noch mindestens 8 cm. Alle 16 Spannglieder waren mit Einpreßmörtel verfüllt, dessen Dicke - über den Umfang des Spannstahles gemessen - zwischen 1 mm und 4 mm schwankte. Stichprobenweise Überprüfungen ergaben, daß die Innenwandung der Hüllrohre "blank" war und daß die Oberfläche der Spannstähle keine Korrosionsschäden aufwiesen.

Die schlaffe Bewehrung, die bei der Entnahme der Bohrkerne (siehe Anlage 3 u.6) durchgeschnitten wurde, war ebenfalls ohne Oberflächenkorrosion; die Betondeckung betrug mindestens 5 cm.

4. Festigkeits- und Verformungseigenschaften angebaute Spanngliedproben

4.1 Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Spannstahles zum Zeitpunkt des Einbaues

Als Spannstahl wurde der naturharte SIGMA-Spannstahl 60/90, ϕ 26 mm, der Hüttenwerke Rheinhausen verwendet. Abnahmezeugnisse über die Festigkeitseigenschaften im Anlieferungszustand lagen dem Institut nicht vor. Nach Angabe der Hüttenwerke Rheinhausen +) ergaben Werksuntersuchungen folgende Mittelwerte:

Streckgrenze	ca. 65 kp/mm ² ,
Zugfestigkeit	ca. 110 kp/mm ² ,
Bruchdehnung δ_{10}	ca. 10,5 %.

4.2 Festigkeits- und Verformungseigenschaften nach dem Ausbau

Als Probematerial dienten die Spannstähle, die aus dem "Längsträgerfuß" stammten (siehe Pkt. 3.1) und gesondert eingelieferte Spanngliedabschnitte mit Endverankerungen und Kopplungen.

+) siehe Bericht Nr. 4 vom April 1970 der Dyckerhoff u. Widmann KG., Abteilung für Entwicklung: Untersuchungsergebnisse an abgebrochenen Brücken, die Jahrzehnte unter Verkehr standen.

Unter statischer Beanspruchung wurden die Streckgrenze, die Bruchdehnung und die Zugfestigkeit der Spannstähle bestimmt. An Proben derselben Spannstähle wurden außerdem Dauerschwellversuche durchgeführt. Die Oberspannung $\sigma_o = 53 \text{ kp/mm}^2$ und die Unterspannung $\sigma_u = 27 \text{ kp/mm}^2$ wurden dabei entsprechend den Angaben in unserem Untersuchungsbericht Nr. 72/11 266 gewählt, um einen Vergleich mit den bereits vorliegenden Untersuchungsergebnissen zu ermöglichen. An den eingelieferten Spanngliedkopplungen und -endverankerungen wurden die Zugfestigkeit unter statischer Beanspruchung (Versagenslast P_V bezogen auf den Ist-Querschnitt des Spannstahles) und stichprobenweise im Dauerschwellversuch die bis zum Bruch ertragene Lastspielzahl bestimmt. Die Untersuchungsergebnisse sind im einzelnen auf den Anlagen 1o bis 12 zusammengestellt. Die Fotografien auf den Anlagen 13 und 14 zeigen typische Bruchbilder.

Unter statischer Beanspruchung zeigten sich keine signifikanten Unterschiede hinsichtlich der Festigkeits- und Verformungseigenschaften bei den Proben, die aus verfüllten und nicht verfüllten Hüllrohren stammten. In Tabelle 2 sind daher alle Untersuchungsergebnisse zusammengefaßt.

T a b e l l e 2 : Festigkeits- und Verformungseigenschaften ausgebauter Spanngliedproben (Mittelwerte nach Anlage 1o bis 12) unter statischer Beanspruchung

ø 26 mm St 6o/9o	Zahl der +) Einzelproben	Streckgrenze σ_S	Zugfestigkeit++) σ_B	Bruchdehnung δ_{1o}
	-	kp/cm ²	kp/cm ²	%
Spannstahl, ø 26 mm	8 (17)	65oo	1o96o	1o,3
Endverankerung	5	-	1o73o	-
Kopplung	4	-	1o14o	-
nach den Werksprüfungen +++)		ca. 65oo	ca. 11ooo	ca. 1o,5

+) Zahl der Einzelproben bei der Prüfung auf Zugfestigkeit in ()
++) für die Endverankerung und Kopplung ist die auf den Istquerschnitt des Spannstahles bezogene Versagenslast P_V angegeben.
+++)) Mittelwerte nach Pkt. 4.1

Die Ergebnisse der Dauerschwellversuche sind ebenfalls auf den Anlagen 1o bis 12 zusammengestellt. Für die 8 Spannstahlproben ergaben sich folgende Lastspielzahlen N:

Mittelspannung 4o kp/mm ² Schwingbreite 26 kp/mm ²	3 Proben	N > 2 ooo ooo (Durchläufer!)
	5 Proben	N = 335ooo 73o8oo

Die Dauerschwellfestigkeit der Endverankerungen und der Kopplungen lag infolge des aufgeschnittenen Gewindes deutlich niedriger als diese Werte. Bei reduzierter Mittelspannung und Schwingbreite trat der Bruch in einem Einzelfall schon nach 143 300 Lastspielen auf.

5. Festigkeits- und Verformungseigenschaften ausgebauter Betonstahlproben

Unter Pkt. 3.1 wurde bereits darauf hingewiesen, daß sich an der Unterseite der Längsträger durchgehend 6 Bewehrungsstäbe, ϕ 26 mm, befanden. Es handelte sich dabei um glatten Betonstahl II nach DIN 1045, Ausgabe Nov. 59. An 4 Stäben aus dem ins Institut eingelieferten "Längsträgerfuß" wurden die Festigkeits- und Verformungseigenschaften unter statischer bzw. dynamischer Beanspruchung ermittelt. Die Untersuchungsergebnisse sind im einzelnen auf Anlage 9 aufgeführt; Tabelle 3 enthält eine Zusammenfassung.

T a b e l l e 3 : Festigkeits- und Verformungseigenschaften ausgebauter Betonstahlproben (Mittelwerte für 4 Einzelversuche nach Anlage 9)

ϕ 26 mm Betonstahl II DIN 1045 (Nov.59)	Streckgrenze σ_S	Zugfestigkeit σ_B	Bruchdehnung δ_{10}
	kp/cm ²	kp/cm ²	%
ausgebaute Proben	3520	5730	24,8
Anforderungen	\geq 3400	5000 ... 6400	\geq 18

An 2 Proben wurden ergänzend Dauerschwellversuche durchgeführt; wobei als Mittelspannung die zulässige Spannung 1800 kp/cm² und als Schwingbreite 1200 kp/cm² gewählt wurden. Diese Proben hielten 2 Millionen Lastspiele ohne Versagen aus.

6. Zusammenfassung

In den Jahren 1950/51 wurde die Autobahnbrücke über den Mittellandkanal bei Wenden als eine der ersten weitgespannten Spannbetonbrücken in Niedersachsen nach dem DYWIDAG-Spannverfahren errichtet (getrennte aber gleichausgebildete Überbauten für beide Richtungsfahrbahnen). Als diese Brücke nach ca. 21-jähriger Nutzung im Zuge der Verbreiterung des Mittellandkanales abgebrochen werden mußte, nahm das Niedersächsische Landesverwaltungsamt - Straßenbau - zum Anlaß, den derzeitigen Zustand der Spannbetonkonstruktion untersuchen zu lassen.

Anläßlich des Abbruches des südlichen Überbaues (Richtungsfahrbahn Hannover-Berlin) im Frühjahr 1972 wurden vom Institut Untersuchungen durchgeführt, die Aufschluß über die Betongüte, den Zustand der Spannglieder und die verbliebene Restvorspannung brachten. Die Untersuchungsergebnisse sind in dem Untersuchungsbericht Nr. 72/11 266 - Bö/Ss - vom 12.12.72 zusammengestellt.

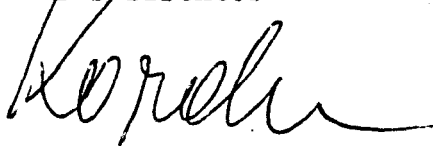
Anläßlich des Abbruches des nördlichen Überbaues (Richtungsfahrbahn Berlin-Hannover) im Frühjahr 1973 wurden ergänzende Untersuchungen durchgeführt, die folgende Fragen klären sollten:

1. Güte des Bauwerksbetons (Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul);
2. Beschaffenheit der Spannglieder (Zahl der verfüllten und nicht verfüllten Hüllrohre, Korrosionsschäden am Hüllrohr und Spannstahl) und
3. Beeinträchtigung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Spannstahles bei verfüllten und nicht verfüllten Hüllrohren.

Die betreffenden Untersuchungsergebnisse sind in diesem Untersuchungsbericht mitgeteilt.

Eine abschließende kritische Wertung der über den Zustand der ca. 22 Jahre alten Spannbetonkonstruktion gewonnenen Kenntnisse erfolgt in einer gesonderten Stellungnahme.

Der Direktor



(o.Prof. Dr.-Ing. Kordina)

Der Sachbearbeiter

(ORR Dr.-Ing. Bödeker)

Braunschweig, den 15. November 1973

Angaben über die Zusammensetzung und Eigenschaften des Betons (Tragwerk der Richtungsfahrbahn Berlin-Hannover) aufgrund der Bauakten.

1. Betonzusammensetzung

Verwendet wurde ein PZ 325 (Fabrikat Alemannia) mit einer Normendruckfestigkeit von 463 kp/cm² im Alter von 28 Tagen; dem Beton wurde 1% Plastiment zugegeben. Weitere Angaben über die Betonzusammensetzung fehlen.

2. Würfelndruckfestigkeit des Betons (Prüfungszeugnisse des Niedersächsischen Materialprüfamt, Institut für Bauingenieurwesen der TH Hannover)

Betonierdatum	Anzahl der Probewürfel	mittlere Rohdichte (lufttrocken)	Würfelndruckfestigkeit	
			Streubereich	Mittelwert
-	-	kg/m ³	kp/cm ²	kp/cm ²
Prüfalter ca. 10 Monate				
16./20.3.51	7	2400	438 ... 597	521
27.3.51 +)	3	2410	-	648
Prüfalter ca. 24 Monate				
16./20.3.51	7	2410	521 ... 675	576
27.3.51 +)	3	2415	-	665

+) nachträglich geschlossene Raumbfuge?

3. Prismendruckfestigkeit von Prismen 100·20·20 cm³ (Zeugnisse wie bei 2.)

Betonierdatum: 20.3. oder 27.3.51

Mittlere Prismendruckfestigkeit (5 Prismen) nach ca. 10 Monaten 586 kp/cm²
nach ca. 24 Monaten 554 kp/cm².

4. Druck-Elastizitätsmodul von Prismen 120·20·20 cm² (Zeugnisse wie bei 2.)

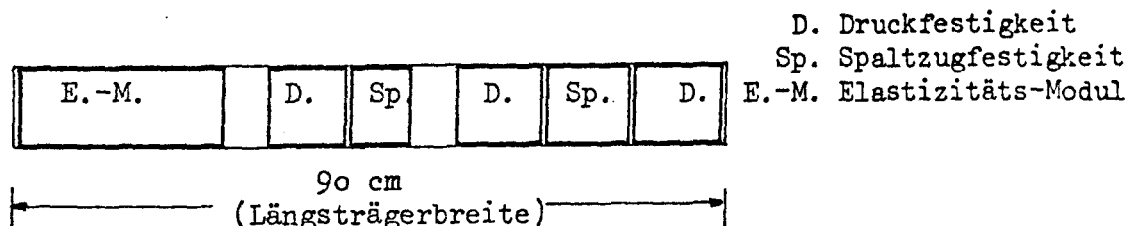
Aus den vorliegenden Prüfungsergebnissen wurde $E = \sigma_D / \Delta \epsilon$ für $\sigma_D = 120 \text{ kp/cm}^2$ berechnet; als Mittelwert für 5 Prismen ergaben sich die folgenden Werte:

Prüfalter +)	E-Modul	Prismendruckfestigkeit
Monate	kp/cm ²	kp/cm ²
ca. 10	381000	-
ca. 12	388000	-
ca. 18	408000	-
ca. 24	386000	491 ++)

+) betoniert am 20.3. oder 27.3.51 ++) nach Kürzung auf 100 cm Höhe

Beton der Längsträger: Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit (Probenalter ca. 22 Jahre)

Aus 2 Abschnitten, die aus der Feldmitte der Längsträger stammten und seitlich des Kanales lagerten, wurden insgesamt 6 Bohrkerne mit ca. 10,0 cm Durchmesser durch Horizontalbohrung entnommen. Diese Bohrkerne wurden im Institut in Teilproben zersägt, um die Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und den Druck-Elastizitätsmodul bestimmen zu können. Die nachfolgende Skizze zeigt beispielhaft die Lage der Teilproben im Bohrkern (die Prüfungen erfolgten im März 1973):



Zusammenfassende Mitteilung der Untersuchungsergebnisse (siehe auch Anlage 4)

1. Rohdichte im lufttrockenen Zustand

Mittelwert für ca. 4,80 lfdm. Bohrkernlänge 2420 kg/m³

2. Würfeldruckfestigkeit (Würfel mit 20 cm Kantenlänge)

nach LEWANDOWSKI aus der Zylinderdruckfestigkeit der Teilproben berechnet (Probendurchmesser ca. 10 cm; Probenhöhe 9,8 cm bis 10,6 cm).

Probenumfang: 15 Einzelproben aus 6 Bohrkernen

Würfeldruckfestigkeit: Streubereich 770 kp/cm² bis 1075 kp/cm²

Mittelwert 920 kp/cm²

5%-Fraktile 690 kp/cm² (nach STRUCK)

3. Spaltzugfestigkeit:

Probenumfang : 9 Einzelproben aus 6 Bohrkernen,
(Probenlänge 7 cm bis 10 cm).

Spaltzugfestigkeit: Streubereich 41,5 kp/cm² bis 56 kp/cm²,
Mittelwert 48 kp/cm²

5%-Fraktile 30 kp/cm² (nach STRUCK)

- Anmerkung:
1. Die Umrechnung der Zylinderdruckfestigkeit in die Würfeldruckfestigkeit erfolgte nach LEWANDOWSKI: Beurteilung von Bauwerkseigenschaften an Hand von Betongütewürfeln und -bohrkernproben.
 2. Die 5%-Fraktile wurde wegen der geringen Probenzahl für $W = 95\%$ berechnet nach STRUCK: Zur Berechnung von einseitigen, unteren Grenzwerten (Fraktilen) bei der statistischen Auswertung von Meßergebnissen, Materialprüfung 9/1967), Seite 218-222.

Beton der Fahrbahnplatte: Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit (Probenalter ca. 22 Jahre)

Aus jedem der beiden ca. 140 cm breiten Teilstücke zwischen den Längsträgern wurden nach der Einlieferung ins Institut 3 Bohrkern mit ca. 10,0 cm Durchmesser entnommen. Die ca. 31 cm langen Bohrkern wurden anschließend in Teilproben von ca. 10 cm Länge zersägt; es bedeuten:

- o : in der Fahrbahnplatte obenliegende Teilproben,
- m : mittig in der Fahrbahnplatte liegende Teilprobe,
- u : in der Fahrbahnplatte unterliegende Teilprobe.

Bei der Vorbereitung und Prüfung der Bohrkernproben wurde DIN 1048, Blatt 2 (Entwurf Sept. 72) beachtet. Die Prüfung erfolgte am 3.10. und 4.10.73

Teilstück	Probe	Rohdichte (lufttrocken)	Würfeldruck- festigkeit +)	Spaltzugfestigkeit
-	-	kg/m ³	kp/cm ²	kp/cm ²
I	1 o	2520	-	46
	m	2360	720	-
	u	2400	-	46
	2 o	2580	690	-
	m	2440	-	44,5
	u	2420	840	-
	3 o	2390	-	45
	m	2390	825	-
	u	-	-	-
II	4 o	2430	890	-
	m	2420	-	66,5
	u	2420	1100	-
	5 o	2400	-	53,5
	m	2380	1040	-
	u	2420	-	60
	6 o	2410	755	-
	m	2420	-	51
	u	2440	905	-
Mittelwerte		2430	865	51,5

+) aus der Prismenfestigkeit der Bohrkernproben nach LEWANDOWSKI auf die Druckfestigkeit eines Würfels mit 20 cm Kantenlänge umgerechnet.

Anmerkung: Nach dem Augenschein zu beurteilen, stammten die Proben 4 und 5 des Teilstückes II aus dem Übergangsbereich zu einer nachträglich geschlossenen Raumbefuge (Schwindfuge)

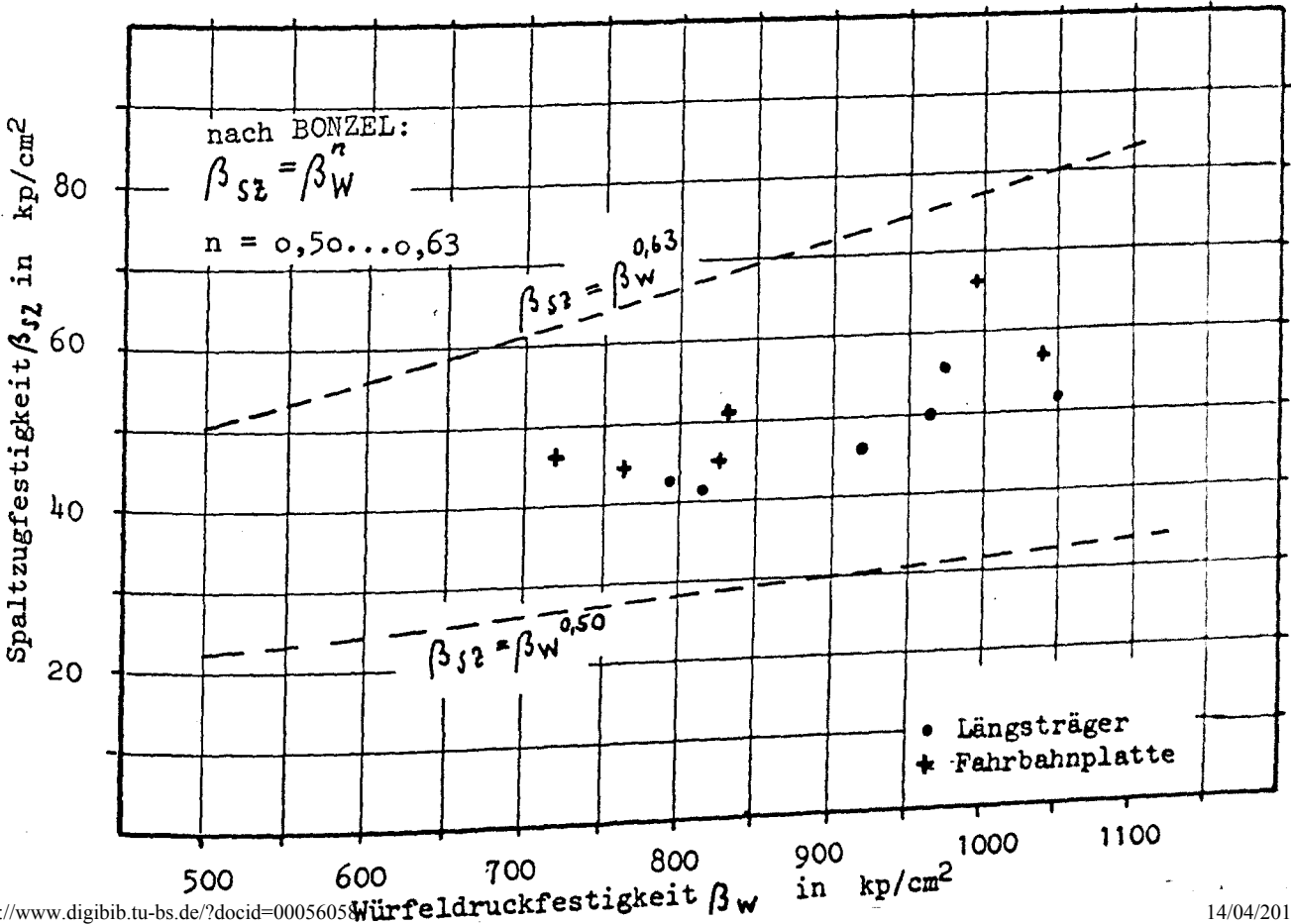
Beton der Längsträger und Fahrbahnplatte: Vergleichende Gegenüberstellung der Festigkeiten der ca. 22 Jahre alten Bohrkerne (siehe auch Anlage 2 u. 3)

Bauteil	Bohrkern Nr.	Würfeldruck- festigkeit +) (Mittelwerte)	Spaltzugfestig- keit (Mittelwerte)	Prismendruckfestig- keit (Einzelwerte) ++)
-	-	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²
südl. Längsträg.	1	920	46	755
	2	815	41,5	520
	3	965	50	970
nördl. Längsträg.	4	1050	51,5	815
	5	795	43	790
	6	975	56	850
Fahrbahn- platte	1	720	46	-
	2	765	44,5	-
	3	825	45	-
	4	995	66,5	-
	5	1040	57	-
	6	830	51	-

+) aus der Zylinderdruckfestigkeit der Bohrkernproben nach LEWANDOWSKI umgerechnet

++) Werte nach Anlage 5

Anmerkung: Das Verhältnis von Prismen- zu Würfeldruckfestigkeit streute zwischen 0,64 und 1,00; im Mittel ergab sich der Faktor 0,85.



Beton der Längsträger: Druck-Elastizitätsmodul (Probenalter ca. 22 Jahre)

Der Druckelastizittsmodul wurde an 23,5 cm bis 27,0 cm langen Abschnitten der Bohrkern mit ca. 10,0 cm Durchmesser (siehe Anlage) in Anlehnung an DIN 1048, Blatt 3 (Entwurf März 72) ermittelt. Die Druckbeanspruchung erfolgte senkrecht zur Ebene der Längsträger, die Stauchungen wurden an 4 um 90° versetzten Linien der Mantelfläche gemessen:

Zur Berechnung des E-Moduls: $E = (\sigma_D - \sigma_0) : \Delta \epsilon$ mit $\sigma_0 \sim 25 \text{ kp/cm}^2$ als Grundspannung; es bedeuten:

E_0 E-Modul bei erstmaliger Belastung,

E_D E-Modul bei mehrmaliger Vorbelastung
(Druck-Elastizitätsmodul nach DIN 1048, Blatt 3) .

Probe aus Bohrkern	Verhältnis $h : d$ +)	Prismen-druckfestigkeit	Druckspannung σ_D ++)	Druck-Elastizitätsmodul	
				E_0	E_D
-	-	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²
Bohrkernproben aus dem sudlichen Längsträger					
1	2,74	755	272	346000	407000
2	2,73	520	-	-	-
3	2,61	970	318	382000	416000
Bohrkernproben aus dem nördlichen Längsträger					
4+++)	2,39	815	220	367000	394000
5	2,39	790	-	-	-
6	2,60	850	318	392000	441000

+) Verhältnis von Probenhöhe h zu Probendurchmesser d nach planparallelem Abschleifen der Druckflächen

++) nach DIN 1048, Blatt 3 (Entwurf) soll σ_D ca. 1/3 der Prismendruckfestigkeit betragen

+++ nicht verwertbar, da σ_D um > 20% von 1/3 der Prismendruckfestigkeit abweicht

Anmerkung: An den Proben aus den Bohrkernen Nr.2 und Nr.5 wurde vor Beginn der E-Modulmessungen die Prismendruckfestigkeit ohne Verformungsmessung zur Festlegung von σ_D bestimmt.

Auswertung der Untersuchungsergebnisse (ohne Probe aus Bohrkern Nr.4):

mittlere Prismendruckfestigkeit (für $h:d \sim 2,55$) $\beta_P = 785 \text{ kp/cm}^2$,

mittlerer Druckelastizittsmodul (ohne Probe 4) $E_D = 421000 \text{ kp/cm}^2$,

für die Erstbelastung bis $\sigma = 120 \text{ kp/cm}^2$ (entsprechend der Prüfung der während der Bauzeit hergestellten Prismen nach Anlage 1) ergab sich
 $E \sim 370000 \text{ kp/cm}^2$.

Beton der Fahrbahnplatte: Chloridgehalt des Betons (Probenalter ca. 22 Jahre)

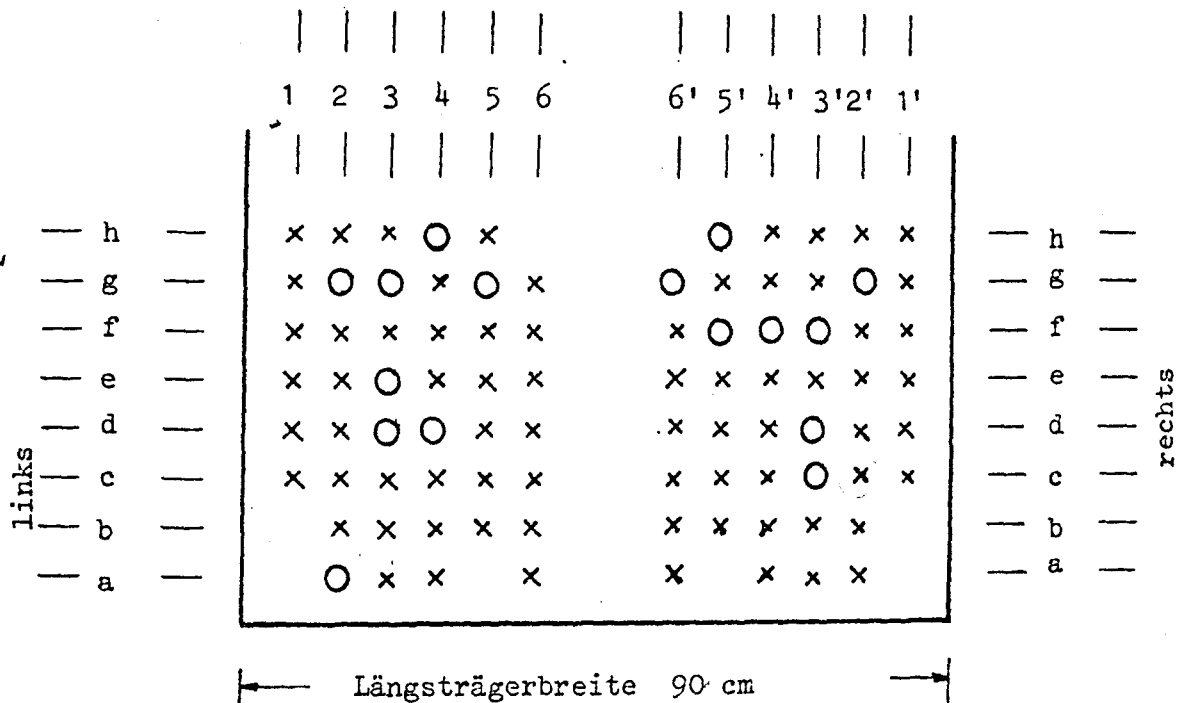
Zur stichprobenweisen Bestimmung des Chloridgehaltes des Betons wurden aus den beiden ins Institut eingelieferten ca. 140 cm breiten Teilstücken zwischen den Längsträgern insgesamt 3 Bohrkerne mit 15 cm Durchmesser entnommen. Der Chloridgehalt (Gew.-% Cl⁻ bezogen auf das Gewicht des bei 105° C getrockneten Betons) wurde im Innern dieser Bohrkerne in verschiedenen Höhenlagen ermittelt.

Soweit sich aus den ohne Kennzeichnung der Lage im Bauwerk eingelieferten Teilstücken rekonstruieren ließ, wurden die Bohrkerne ca. 120 cm bis ca. 150 cm neben der Innenkante der Längsträger entnommen. Die Chloridbestimmung erfolgte im Oktober 1973.

Höhenlage unterhalb Oberkante Fahrbahn- platte in cm	Chloridgehalt in Gew.-% des Betons		
	Teilstück I Bohrkern 7	Teilstück I Bohrkern 8	Teilstück II Bohrkern 9
0 - 2 +)	0,357	0,317	0,337
3 - 5	0,077	0,048	-
5 - 7	-	-	0,170
7 - 9	0,025	0,019	0,026
13 - 15	-	0,022	-
19 - 21	-	0,022	-
27 - 29	-	0,021	-

+) eine gesonderte Verschleißschicht wurde nicht festgestellt.

ca. 6,0 m langes Teilstück des "Längsträgerfußes" (entnommen etwa bei $l/2$):
Bezeichnung der Spannstähle und Betonstähle II sowie Verfüllung der Hüllrohre mit Einpreßmörtel.



Anmerkung: Zusätzlich zu den dargestellten Spannstählen waren 6 Betonstähle II, ϕ 26 mm (Gruppe IIa nach DIN 1045, alt), angeordnet bei:

1a - 1b - 5a - 5'a - 1'b - 1'a

Der Eckstab 1a wies auf ca. 4,0 m Länge im Bereich von Fehlstellen im Beton starke Korrosionsschäden auf (Korrosionsgrad III). Die übrigen Stäbe hatten nur vereinzelte Rostpunkte, sonst war die Oberfläche "blank", siehe hierzu Bild 8 auf Anlage 17.

In der obigen Skizze bedeuten:

o mit Einpreßmörtel verfülltes Hüllrohr

x nicht verfülltes Hüllrohr

(siehe hierzu die Fotografien auf Anlage 16)

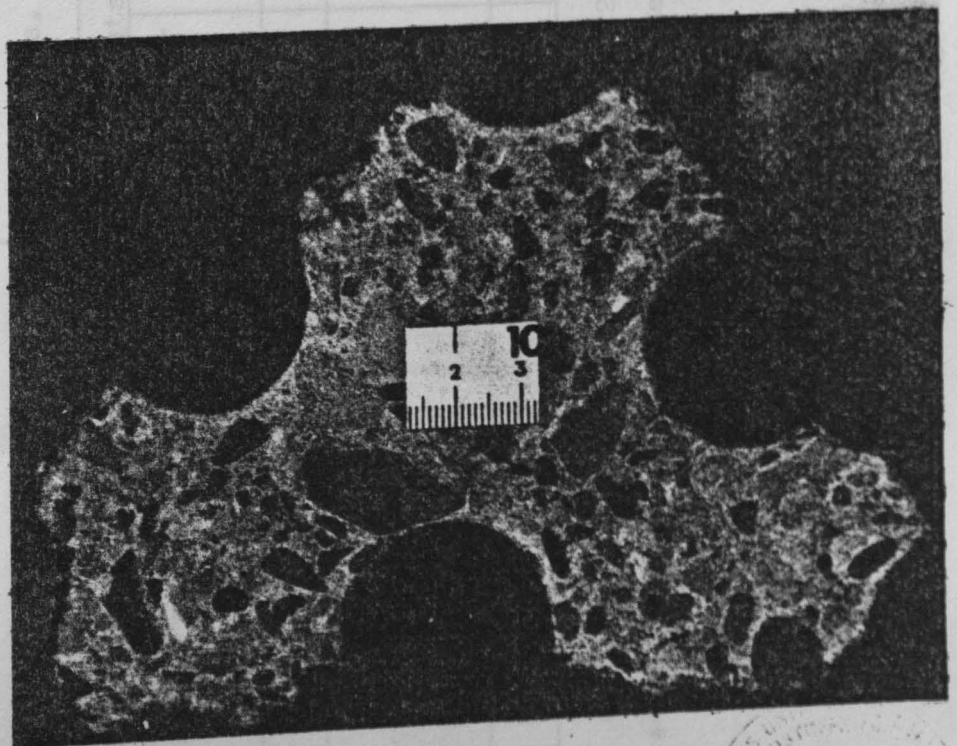
ca. 6,0 m langes Teilstück des "Längsträgerfußes" (entnommen etwa bei 2/2):
Betongefüge zwischen den Hüllrohren.

Bild 1 zeigt, daß der Beton zwischen den konzentriert am Fuß des Längsträgers
angeordneten Hüllrohren einwandfrei verdichtet ist.

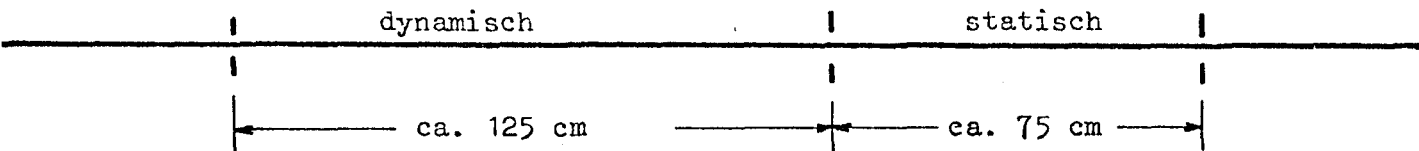
Bild 1 :

Anmerkung:

Der untere Bildrand
entspricht nicht
der Waagerechten
im Bauwerk



Betonstahl II, ϕ 26 mm, der Längsträger: Güteeigenschaften bei statischer und dynamischer Beanspruchung. Die untersuchten Proben stammten aus dem ins Institut eingelieferten Teilstück des "Längsträgerfußes" (entnommen etwa bei $l/2$). Die bei statischer und dynamischer Beanspruchung vom Juli bis September 1973 geprüften Proben wurden gemäß der folgenden Skizze von denselben Betonstählen (Stäben) entnommen:

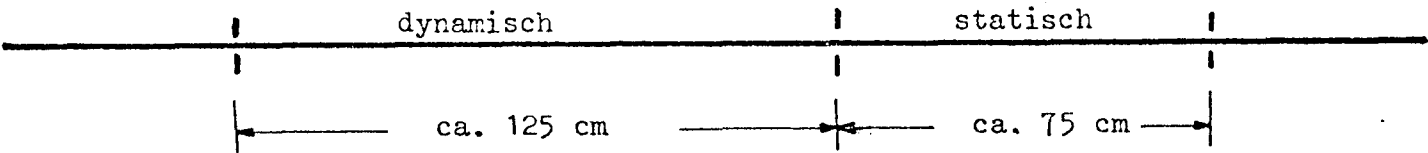


Stab Nr. nach Anlage 7	Korrosions- grad (höchstens) +)	Istdurch- messer d	statische Beanspruchung			dynamische Beanspruchung			
			Streck- grenze σ_S	Zugfestig- keit σ_B	Bruch- dehnung δ_{10}	Unter- spannung σ_u	Ober- spannung σ_o	Last- spiel- zahl	Bemerkung ++)
-	-	mm	kp/cm ²	kp/cm ²	%	kp/cm ²	kp/cm ²	Mill.	-
1b	I	26,0	3480	5690	24,2	1200	2400	2,0	↗
1a	I	25,9	3450	5630	25,4	-	-	-	-
5a	I	26,0	3620	5850	26,1	-	-	-	-
5'a	I	26,1	3520	5740	23,5	1200	2400	2,0	↗
Anforderung nach DIN 1045, alt			≥ 3400	5000..6400	≥ 18	-			

+) siehe die Fotografien auf den Anlagen 22 bis 24 im Untersuchungsbericht Nr. 72/11 266 vom 12.12.72

++) ↗ bei 2,0 Millionen Lastwechsel noch kein Versagen (Durchläufer!)

Spannstahl St 6o/9o, ϕ 26 mm, der Längsträger: Güteeigenschaften bei statischer und dynamischer Beanspruchung. Die untersuchten Proben stammten aus dem ins Institut eingelieferten Teilstück des "Längsträgerfußes" (entnommen etwa bei $l/2$). Die bei statischer und dynamischer Beanspruchung vom Juli bis September 1973 geprüften Proben wurden gemäß der folgenden Skizze von denselben Spannstählen (Stäben) entnommen:



Stab Nr. nach Anlage 7 +)	Hüllrohr verfüllt?	Korrosions- grad (höchstens) ++)	statische Beanspruchung			dynamische Beanspruchung			
			Streck- grenze σ_S	Zugfestig- keit σ_B	Bruch- dehnung δ_{10}	Unter- spannung σ_u	Ober- spannung σ_o	Lastspiel- zahl	Bemerkung +++)
-	-	-	kp/cm ²	kp/cm ²	%	kp/cm ²	kp/cm ²	-	-
5'h	ja	I	6700	11200	11,1	2700	5300	572600	x
2'g		I	6670	11020	11,0			588400	x
2'g		I	6320	10740	9,2			2000000	↔
6'g		I	6580	10920	9,6			2000000	↔
1'h	nein	II	6670	11020	11,1	2700	5300	335000	x
2'h		II++++)	6310	10760	10,7			2000000	↔
3'h		II	6390	10840	10,0			730800	x
3'g		II	6380	10820	9,6			702100	x

- +) Istdurchmesser 25,9 mm bis 26,1 mm
- ++) siehe die Fotografien auf den Anlagen 22 bis 24 im Untersuchungsbericht Nr. 72/11 266 v. 12.12.72; bei den verpreßten Hüllrohren wurde linienförmig Korrosionsgrad I beobachtet, sonst waren die Spannstähle "blank"
- +++) es bedeuten: ↔ bei 2,0 Millionen Lastwechsel noch kein Versagen (Durchläufer)
x Bruch bei der angegebenen Lastspielzahl
- ++++) auf der Stahloberfläche befanden sich Spuren eines "Sprühmittels" (Rostschutz?)

Kopplung der Spannglieder: Festigkeitseigenschaften der Spanngliedkopplung bei statischer und dynamischer Beanspruchung (Längsspannglieder).

Die untersuchten Proben wurden während des Abbruches des Brückenbauwerkes geborgen (eine Zuordnung zu der Lage im Bauwerk erfolgte nicht) und im Mai 1973 ins Institut eingeliefert. Die Prüfungen erfolgten im Mai und Juni 1973. Die Zugfestigkeit der Koppelverbindung wird nachstehend auf den Ist-Querschnitt des ungeschwächten Spannstahles bezogen.

1. statische Zugfestigkeit σ_B der Spanngliedkopplung

Hüllrohr verfüllt ?	lfd.-Nr.	Zugfestigkeit σ_B +)
-	-	kp/cm ²
ja	1	10210
nein	2	10100
	3	10365
	4	9875

+) Die Zugfestigkeit von Vergleichsproben, die kein Gewinde besaßen und aus denselben Spannstählen stammten, lag bei 4 Einzelprüfungen im Mittel bei 11010 kp/cm² (Kleinstwert 10850 kp/cm²).

Die lfd.Nr. 2 brach in der Koppelhülse (siehe Bild 2 auf Anlage 13 und Bild 5 auf Anlage 14); die übrigen Proben brachen im Gewindegang am Übergang zur Kontermutter (siehe Bild 2 und Bild 4).

2. Dauerschwellfestigkeit der Spanngliedkopplung

Hüllrohr verfüllt ?	lfd.-Nr.	Unterspannung	Oberspannung	ertragene Lastspielzahl
-	-	kp/cm ²	kp/cm ²	-
ja	1	3400	4600	810600
	2			542300
	3			1 118600
	4			365900
	5	3000	5000	143300
	6			187100

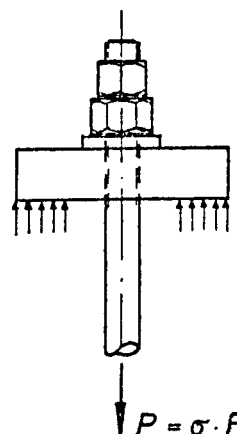
Die Proben brachen bei der ertragenen Lastspielzahl in jedem Falle im Gewindegang am Übergang zur Kontermutter.

Endverankerung der Spannglieder: Festigkeitseigenschaften der Spanngliedendverankerung bei statischer und dynamischer Beanspruchung (Längsspannglieder).

Die untersuchten Proben wurden während des Abbruches des Brückenbauwerkes geborgen (eine Zuordnung zu der Lage im Bauwerk erfolgte nicht) und im Mai 1973 ins Institut eingeliefert. Die Prüfungen erfolgten im Mai und Juni 1973. Die Zugfestigkeit der Endverankerung wird nachstehend auf den Ist-Querschnitt des ungeschwächten Spannstahles bezogen.

1. statische Zugfestigkeit σ_B der Endverankerung

Hüllrohr verfüllt ?	lfd.-Nr.	Zugfestigkeit σ_B +)
-	-	kp/cm ²
ja	1	10760
	2	10630
	3	10515
nein	4	10985
	5	10740



+) Die Zugfestigkeit von Vergleichsproben, die kein Gewinde besaßen und aus denselben Spannstählen stammten, lag bei 5 Einzelprüfungen im Mittel bei 10985 kp/cm² (Kleinstwert 10820 kp/cm²)

Der Bruch erfolgte im Gewindegang am Übergang zur Mutter oder ca. 2 cm vor der Mutter (Bruch wie auf Bild 4 bzw. Bild 3 der Anlage 14)

2. Dauerschwellfestigkeit der Endverankerung

Hüllrohr verfüllt ?	lfd.-Nr.	Unter- spannung	Ober- spannung	Lastspiel- zahl	Bemerkung +)
-	-	kp/cm ²	kp/cm ²	-	-
ja	1	3400	4600	2.000.000	↔
	2			493.200	x
	3			1.424.100	x
	4	3000	5000	849.800	x

+) es bedeuten: ↔ bei 2,0 Millionen Lastwechsel noch kein Versagen (Durchläufer!)

x Bruch bei der angegebenen Lastspielzahl im Gewindegang am Übergang zur Mutter

Prüfung von Spannstahlproben bei statischer Beanspruchung (Spanngliedkopplung)

Oben im Bild 2 ist die Probe Nr. 2 nach Anlage 11 dargestellt (Bruch der Koppelhülse, siehe auch Bild 5 auf Anlage 14); die mittlere Probe zeigt, wie bei der Spanngliedkopplung der Spannstahl im Gewindegang am Übergang zur Kontermutter brach (siehe auch Detail auf Bild 4, Anlage 14). Unten im Bild 2 ist eine Vergleichsprobe dargestellt, der Bruch entspricht der Probe im Bild 3, Anlage 14).

Anlage 12)

Bild 2 :

Bild 4 :

Bild 4 zeigt einen typischen "Spröddbruch" eines Spannstahls mit Bruchausgang am Gewinde (Spanngliedkopplung nach Anlage 11).

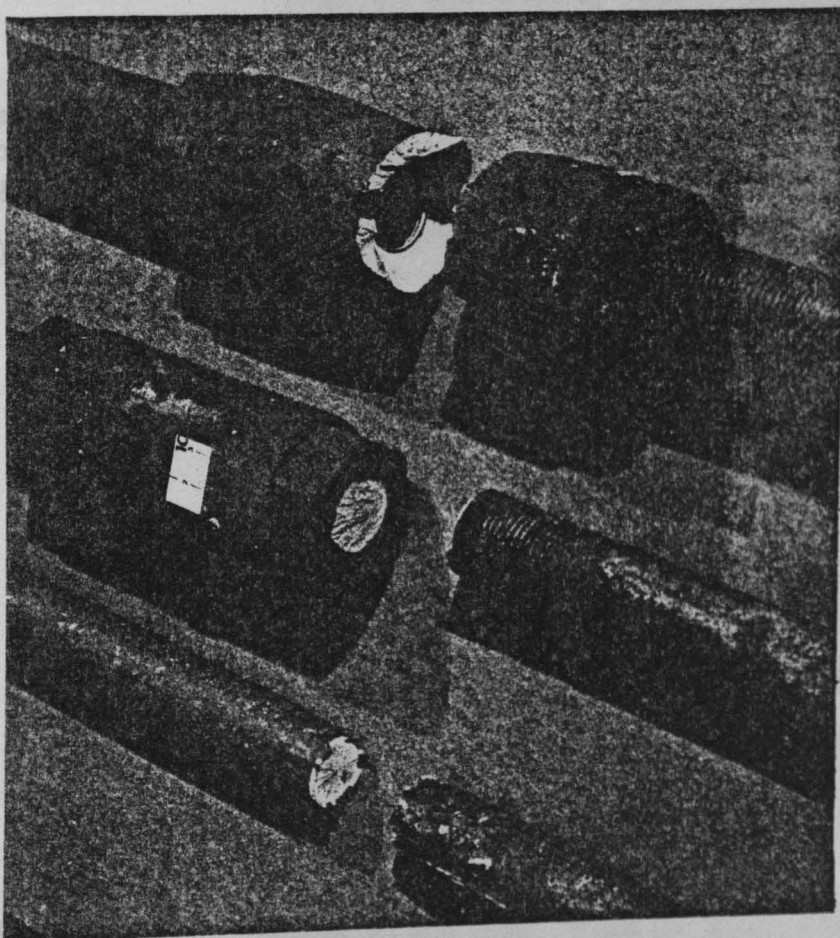


Bild 5 :

Bild 5 zeigt den Bruch der Koppelhülse (Spanngliedkopplung nach Anlage 11) mit Korrosionsgrad III in einem nicht verfüllten Hülsebruch.

Prüfung von Spannstahlproben bei statischer Beanspruchung

Bild 3 :

Bild 3 zeigt einen typischen "Verformungsbruch" eines Spannstahles (Endverankerung nach Anlage 12)

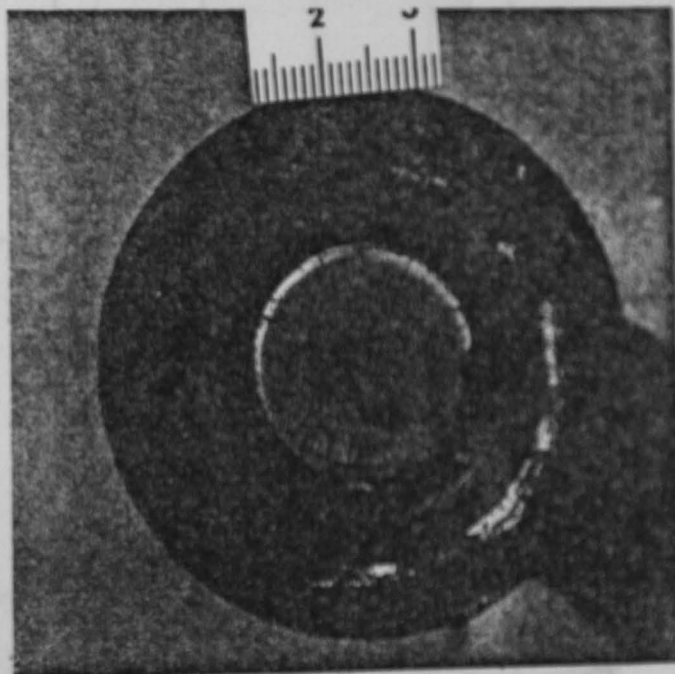


Bild 4 :

Bild 4 zeigt einen typischen "Sprödbbruch" eines Spannstahles mit Bruchausgang am Gewinde (Spanngliedkopplung nach Anlage 11)

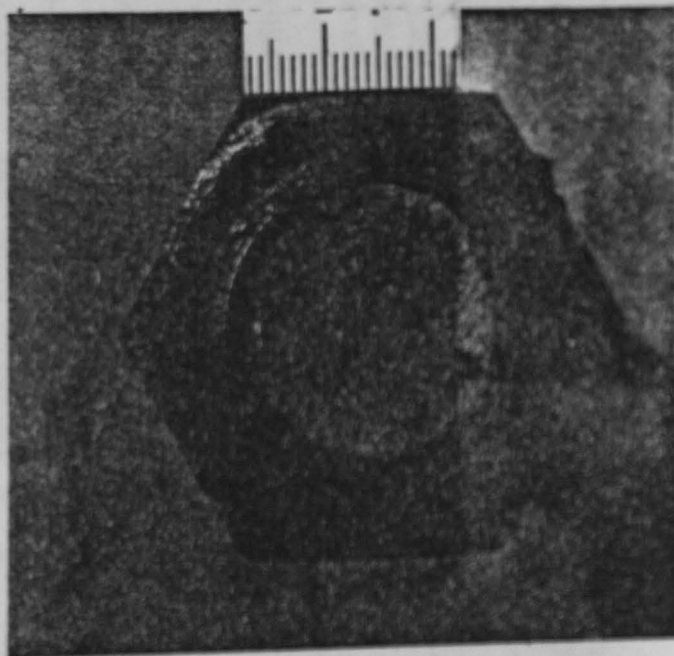
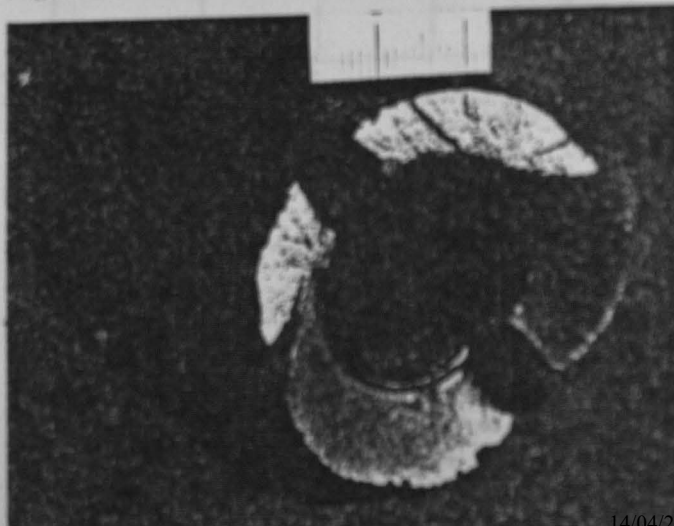


Bild 5 :

Bild 5 zeigt den Bruch einer Koppelhülse (Spanngliedkopplung nach Anlage 11 mit Korrosionsgrad III in einem nicht verfüllten Hüllrohr)



ca. 6,0 m langes Teilstück des "Längsträgerfußes": Beschaffenheit der Hüllrohre (innen) und der Spannglieder, augenscheinliche Untersuchung an den insgesamt 88 Spanngliedern nach Abstemmen des Betons.

Hüllrohr verfüllt	Dicke des Einpreß- mörtels	Zahl der Spannglieder	Beschaffenheit der Hüllrohre ++)	Beschaffenheit der Spannstähle +)	Bemerkungen
ja	1 mm ..4 mm ↓ 2 mm ..3 mm	6	im Innern "blank" (glänzend) der Einpreßmörtel umhüllte die Spannstähle allseitig	"blank"	siehe Bild 13 auf Anlage 19 und Bild 18 auf Anlage 20
	o 3 mm ↓ o 5 mm	10	im Innern "blank" (glänzend) bis auf die streifenförmige Berüh- rung mit dem Spannstahl, dort leichter Oberflächenrost	streifenförmig I, sonst "blank"	siehe Bild 14 auf Anlage 19 und Bild 17 auf Anlage 20
nein	-	10	im Innern "blank", stellenweise leichter Flugrost! (2 x "Sprühmittel")	≤ I	siehe Bild 15 auf Anlage 19
		22	im Innern "blank" stellenweise flächiger oder streifenförmiger Rost (3 x "Sprühmittel")	I ... II	siehe Bild 16 auf Anlage 19
		14	im Innern flächig angerostet, aber noch nicht durchgerostet (4 x "Sprühmittel")	II ... III	siehe Bild 19 auf Anlage 21
		24	im Innern nur bereichsweise "blank", streifenförmig durch- gerostet (7 x "Sprühmittel")	II	-
		2	im Innern angerostet, flächig durchgerostet	III	siehe Bilder auf Anlage 18

+) Korrosionsgrad I bis III, siehe die Fotografien auf den Anlagen 22 bis 24 zum Untersuchungsbericht Nr. 72/11 266 v. 12.12.72

++) einzelne Hüllrohre waren mit einem "Sprühmittel" (Rostschutzmittel?) behandelt worden.

ca. 6,0 m langes Teilstück des "Längsträgerfußes"

Bild 6 zeigt ein verfülltes Hüllrohr im Sägeschnitt, Dicke des Einpreßmörtels 0 bis 4,5 mm (die örtliche Zerstörung des Einpreßmörtels und das Abheben des Hüllrohres erfolgten beim Sägen). Im Bereich ohne Einpreßmörtel war das Hüllrohr innen linienförmig angerostet.

Bild 7 zeigt ein Spannglied ohne Einpreßmörtel.

Bild 6 :

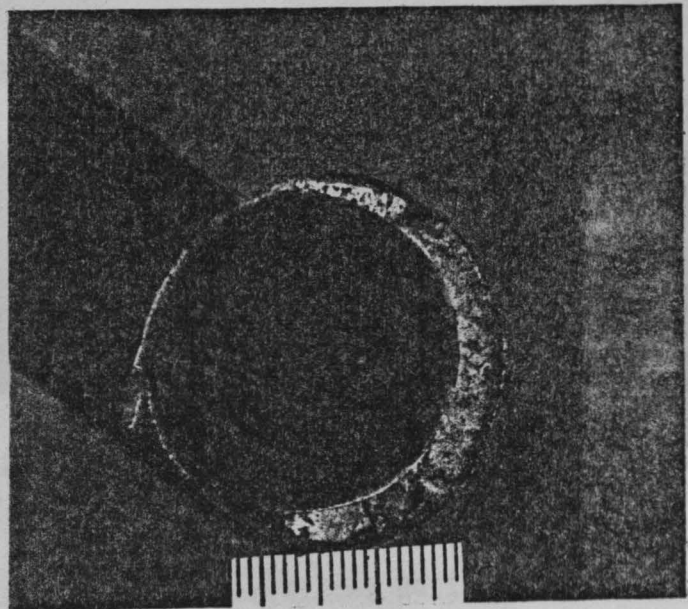
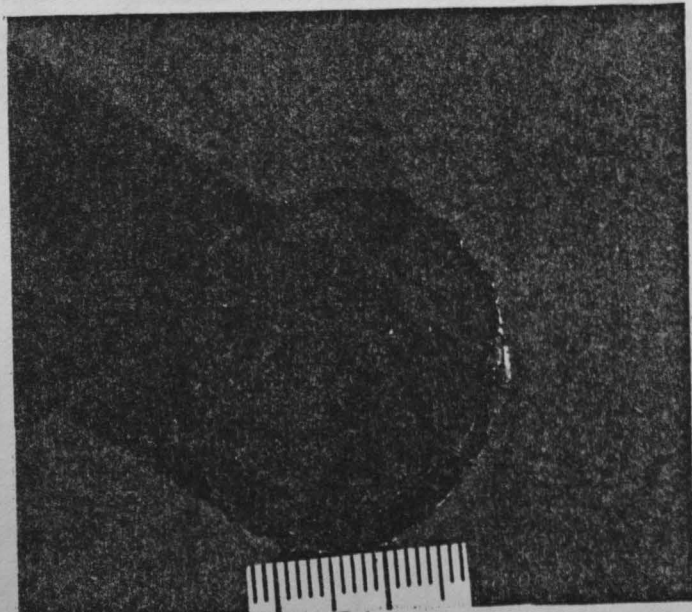


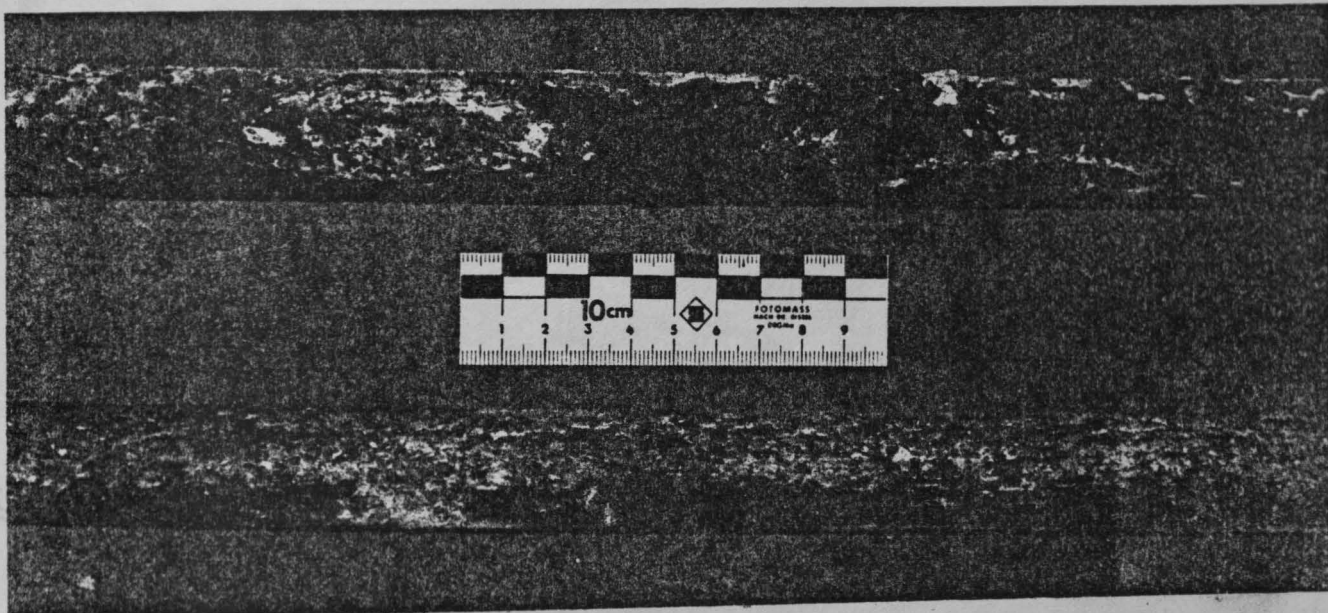
Bild 7 :



ca. 6,0 m langes Teilstück des "Längsträgerfußes"

1. schlaaffe Bewehrung, Betonstahl II, ϕ 26 mm

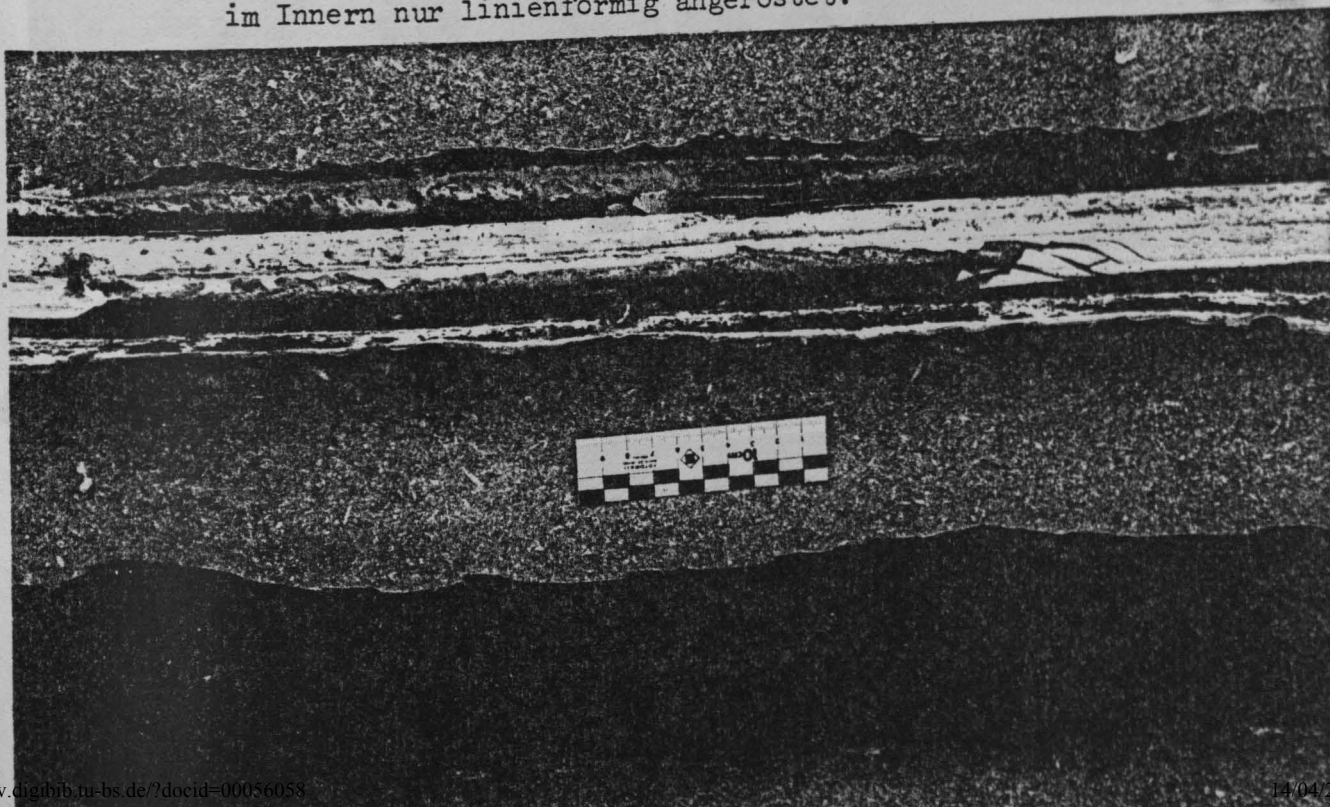
Bild 8: oben Betonstahl Nr. 1a; unten Betonstahl Nr. 1b nach Anlage 7;
weitere Angaben enthält Anlage 7



2. Spannstahl 60/90, ϕ 26 mm

Bild 9 : oben Spannstahl Nr. 2g nach Anlage 7: Hüllrohr verfüllt, Dicke
des Einpreßmörtels 0 bis 3,5 mm; Hüllrohr innen linienförmig
angerostet.

unten: Spannstahl in einem nicht verfüllten Hüllrohr; Hüllrohr
im Innern nur linienförmig angerostet.



ca. 6,0 m langes Teilstück des "Längsträgerfußes": Spannglied Nr. 2'c nach Anlage 7 (mit Spanngliedkopplung, Hüllrohr ohne Einpreßmörtel)

Bild 10 : Blick auf das freigelegte Spannglied mit dem von innen durchgerosteten Hüllrohr, beidseitig dieser Fehlstellen hat das Hüllrohr eine "blanke" Außenfläche (Bildausschnitt außerhalb der Koppelstelle)

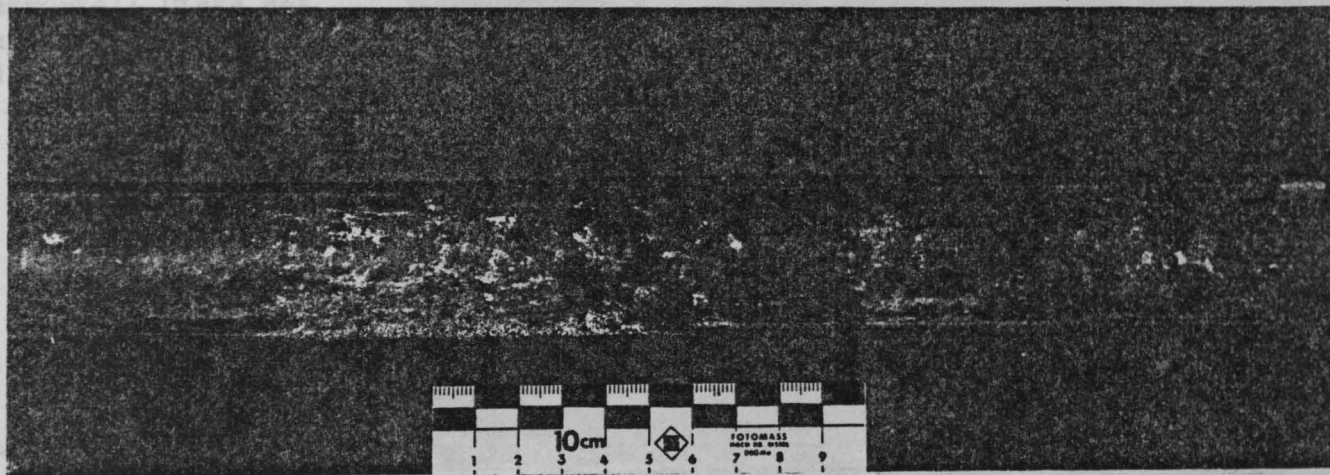


Bild 11 : Blick auf die Oberfläche des Spannstahles (Korrosionsgrad III) nach Öffnen des Hüllrohres, das im Innern stark angerostet war.

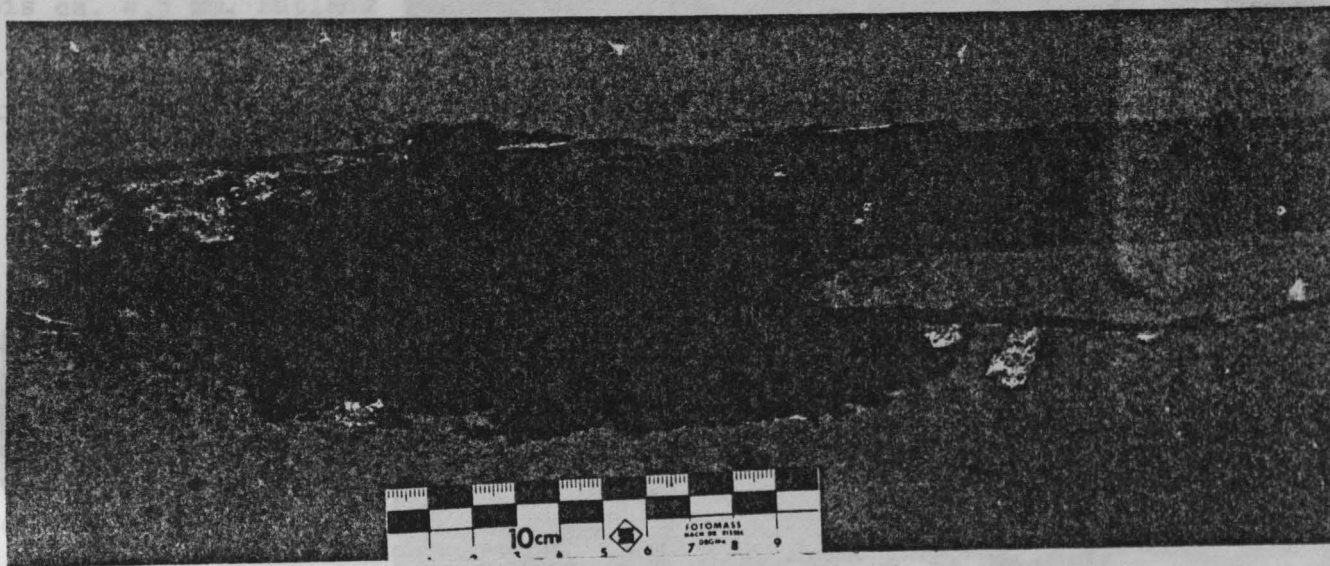


Bild 12 : Hüllrohr im Bereich der Spanngliedkopplung nach bereichsweise Entfernen der Abdichtungsbahnen, Hüllrohr von innen durchgerostet.



ca. 6,0 m langes Teilstück des "Längsträgerfußes": Beschaffenheit der Innenwandung der Hüllrohre (siehe auch Anlage 20 und 21).

Bild 13 :

"blankes" Hüllrohrinneres bei Verfüllung mit Einpreßmörtel; Dicke des Einpreßmörtels allseitig > 1,0 mm

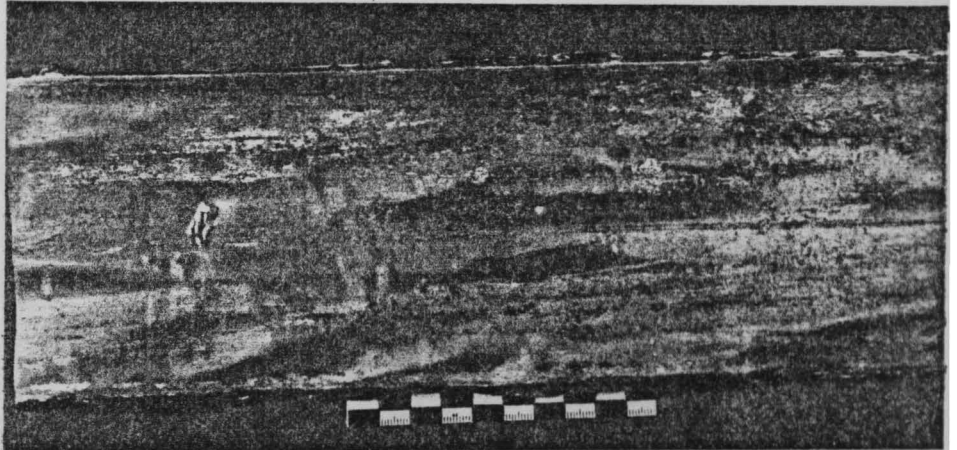


Bild 17 :

entlang des Roststreifens der Spannstahl am Hüllrohr siehe auch Bild 14 auf Anlage 19

Bild 14 :

"blankes" Hüllrohrinneres mit linienförmigem Rost; Dicke des Einpreßmörtels 0 bis ca. 4,5 mm. Entlang des Roststreifens lag der Spannstahl am Hüllrohr

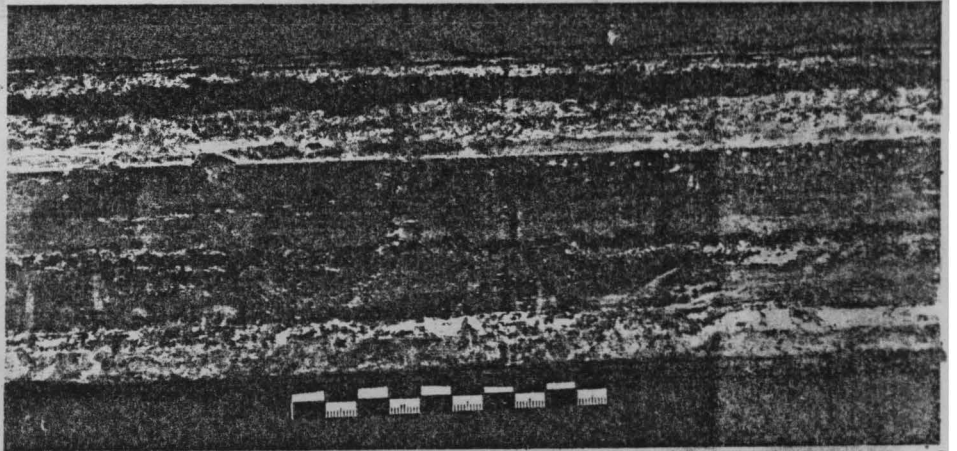


Bild 15 :

Hüllrohr ohne Verfüllung mit Einpreßmörtel, Innenwandung "blank", nur stellenweise mit leichtem Flugrost, Behandlung mit einem "Sprühmittel"

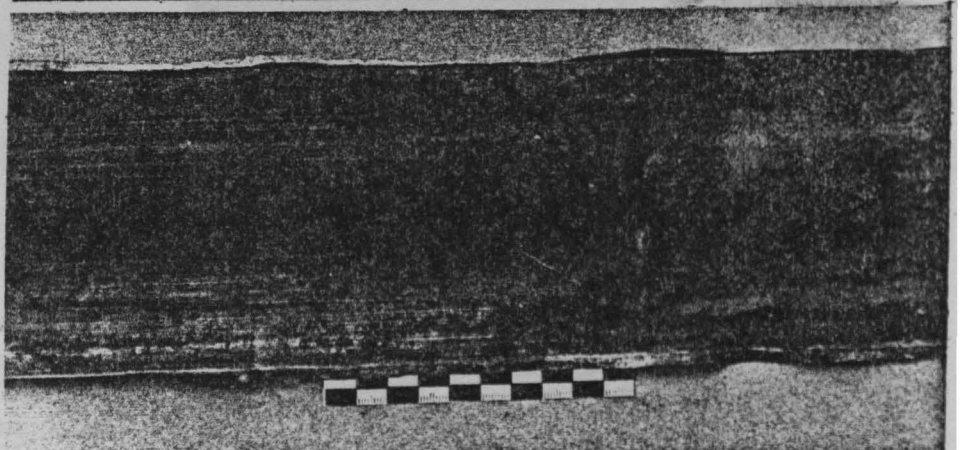
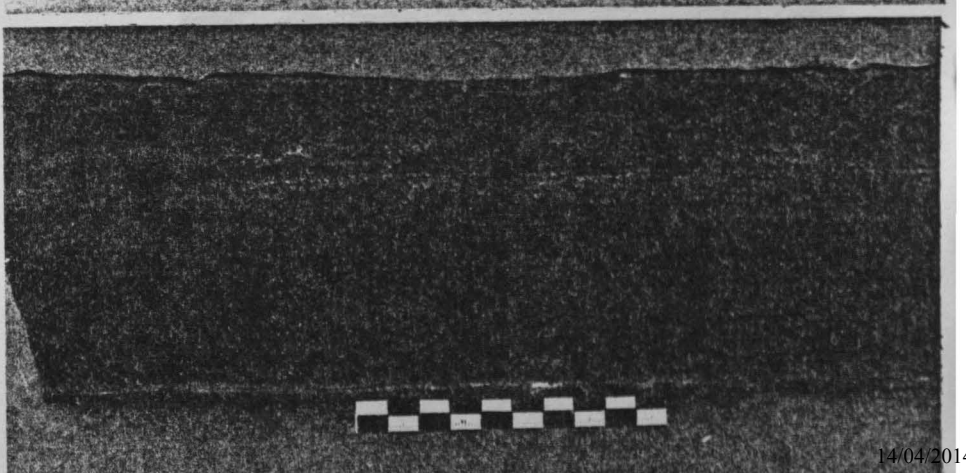


Bild 16 :

Hüllrohr ohne Verfüllung mit Einpreßmörtel und ohne Behandlung mit einem "Sprühmittel", Innenwandung nur teilweise "blank", sonst flächig angerostet



ca. 6,0 m langes Teilstück des "Längsträgerfußes": Beschaffenheit der Innenwandung der Hüllrohre, die mit Einpreßmörtel verfüllt waren.

Bild 19 zeigt das Innere eines Hüllrohres ohne Einpreßmörtel. Die Innenwandung ist bereichsweise stark angerostet. Die dargestellten Roststreifen stammen teilweise von der Oberfläche des Spannstahles (Korrosionsgrad II und III).

Bild 17 :

entlang des Roststreifens lag der Spannstahl am Hüllrohr an, siehe auch Bild 14 auf Anlage 19

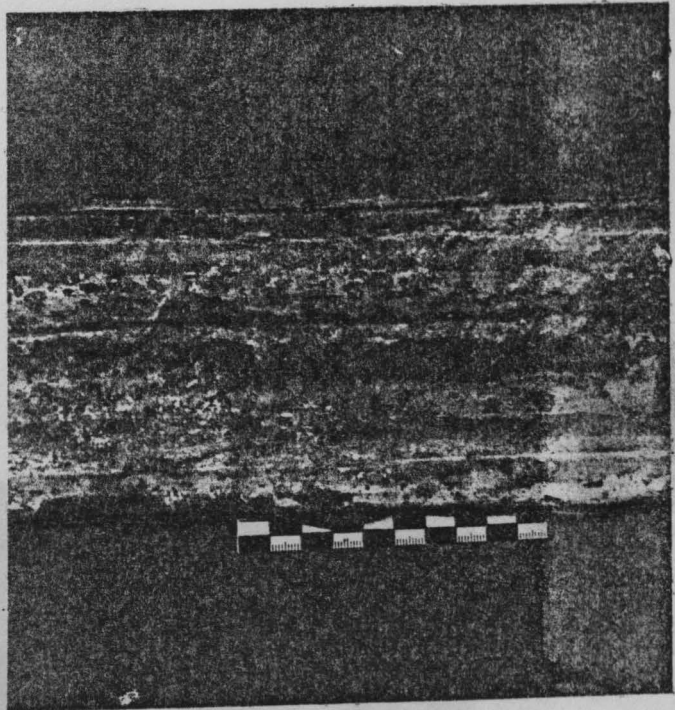
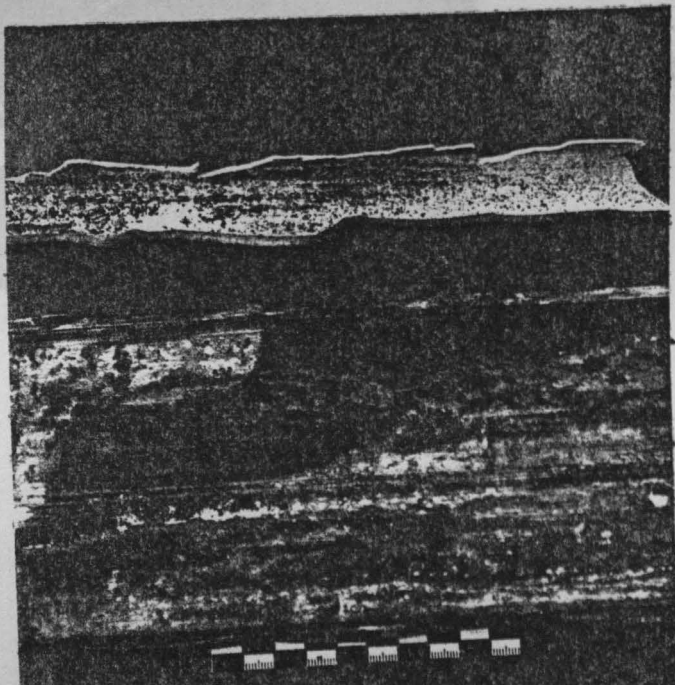


Bild 18 :

"blankes" Hüllrohrinneres bei allseitiger Umhüllung des Spannstahles mit Einpreßmörtel. Oben im Bild ist zu erkennen, wie die Dicke des Einpreßmörtels zwischen 1 mm und ca. 3 mm schwankte.



ca. 6,0 m langes Teilstück des "Längsträgerfußes": Beschaffenheit der Innenwandung der Hüllrohre.

Bild 19 zeigt das Innere eines Hüllrohres ohne Einpreßmörtel. Die Blechwandung ist bereichsweise stark angerostet. Die dargestellten Rostprodukte stammen teilweise von der Oberfläche des Spannstahles (Korrosionsgrad II bis III).

Bild 19 :

